

Universidad De Cuenca



UNIVERSIDAD DE CUENCA



FACULTAD DE INGENIERÍA INGENIERIA CIVIL

ANÁLISIS Y DISEÑO COMPARATIVO ENTRE UNA TORRE AUTOSOPORTADA TRIANGULAR DE 40M DE ALTURA CON MONTANTES UV Y UNA CON MONTANTES CIRCULARES

MONOGRAFÍA PREVIA A LA
OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
ESPECIALISTA EN ANÁLISIS Y
DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE
ACERO Y HORMIGÓN ARMADO

AUTOR:

ING. EDGAR ELOY RODRÍGUEZ REINOSO

DIRECTOR:

DR. ROBERTO GAMÓN TORRES

CUENCA - ECUADOR

FEBRERO - 2015

RESUMEN

Las torres de celosía auto-soportadas para antenas de telecomunicaciones son de amplia utilización en el territorio nacional. Los índices de fallos de este tipo de estructuras ante cargas de viento son mayores que para otros tipos de estructuras, y se hace imprescindible profundizar los conocimientos acerca del comportamiento de dichas estructuras. En este trabajo se muestran las diferencias en el comportamiento estructural de una torre con perfiles esquineros o montantes UV y otra con perfiles esquineros de sección tubular circular, sometidas a estados de carga similares, lo cual influye en el peso en las estructuras analizadas.

Palabras claves: Tipología de torres, Torres auto-soportadas, Torres atirantadas, Mono-polos, Cargas de viento, Diseño de los perfiles, Uniones, Resistencia al Aplastamiento de Perforaciones, Rotura en Área Neta de la Plancha, Resistencia del Bloque de cortante.

ABSTRACT

Lattice towers for self-supporting telecommunications antennas are widely used throughout the country. The failure rate of this type of structure under wind loads is higher than for other types of structures and it is essential to deepen our understanding of the behavior of such structures. In this paper the differences will be show between the structural behavior of a lattice tower built with structural shapes and corner attachments "UV" and another tower built with corner section made of circular structural tubes, under similar load conditions, the selection of which influences the overall weight of the towers analyzed in this report.

Keywords: Towers typology, self-supporting towers, guyed towers, monopole, wind loads, design profiles, connections, crushing strength perforations, Breack the net area of the plate, block shear strength.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mi esposa Mónica y a mis hijas Diana y Marisol quienes han sabido apoyarme y entenderme en los momentos que no he podido estar junto a ellas y haberme dedicado a elaborar este trabajo. Las quiero mucho.

Mi imperecedero agradecimiento a mi tutor de la Monografía Dr. Roberto Gamón Torres quien ha sabido guiar mi trabajo con mucha paciencia y don de gente además de impartir sus vastos conocimientos en la materia.

ÍNDICE DEL CONTENIDO

Pág.

INTRODUCCIÓN.....	18
Situación problemática.....	20
Objetivo general.....	21
Objetivos específicos.....	21
Hipótesis.....	22
Metodología de la investigación.....	22
Identificación de las tareas de investigación.....	23
Alcance.....	23
CAPÍTULO I.....	24
ESTADO DEL ARTE.....	24
1.1.- HISTORIA DE LAS TORRES DE CELOSÍA.....	24
1.2.- NORMAS Y MÉTODOS DE DISEÑO.....	30
1.3.- TIPOLOGÍA DE LAS TORRES.....	31
1.3.1.- Torres auto-soportadas.....	31
1.3.2.- Torres atirantadas.....	33
1.3.3.- Torres Tipo Mono-polo.....	34
1.4.- CARGAS SOBRE TORRES.....	35
1.4.1.- Cargas gravitacionales.....	35
1.4.2.- Peso propio.....	36
1.4.3.- Peso de los equipos.....	36
1.4.4.- Peso de los cables.....	37
1.4.5.- Peso de instalación.....	37
1.4.6.- Cargas laterales.....	37
1.4.6.1.- Cargas de viento.....	37
1.4.6.2.- Cargas de sismo.....	39
1.5.- SECCIÓN TRANSVERSAL DE LAS TORRES.....	40
1.5.1.- Torres de sección cuadrada.....	41
1.5.2.- Torres de sección triangular.....	42
1.5.2.1.- Uso de embreizado diagonal.....	43
1.5.2.2.- Diagonal simple.....	44
1.5.2.3.- Diagonal doble.....	45
1.5.2.4.- Otras formas de embreizado.....	45

1.6.- MATERIALES Y ELEMENTOS QUE CONFORMAN LAS TORRES	47
1.6.1.- Perfiles doblados en frio.....	47
1.6.2.- Perfiles laminados en caliente.....	49
1.7.- MÉTODOS DE DISEÑO.....	50
1.7.1.- Método ASD (Diseño por tensiones admisibles).....	50
1.7.1.1.- Requisitos de Resistencia para ASD.....	50
1.7.1.2.- Combinaciones de cargas.....	51
1.7.1.3.- Cargas de viento o cargas sísmicas.....	52
1.7.1.4.- Otras cargas.....	52
1.7.2.- Método LRFD (Diseño por Factores de Carga y Resistencia)...	53
1.7.2.1.- Fundamentos del diseño.....	53
1.7.2.2.- Requisitos de Resistencia para LRFD.....	53
1.7.2.3.- Factores de Carga y Combinaciones de Cargas.....	55
1.7.2.4.- Factores de Carga y Resistencia.....	56
 CAPÍTULO II.....	 57
ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA TORRE CON ESQUINEROS UV.....	57
2.1- GEOMETRÍA.....	57
2.2.- CARGAS.....	61
2.2.1.- Carga muerta.....	61
2.2.2.- Carga Viva.....	61
2.2.3.- Carga de viento.....	65
2.2.3.1.- Cálculo de la presión del viento.....	66
2.2.4.- Cargas sísmicas.....	72
2.3.- ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA TORRE.....	73
2.3.1.- Combinaciones de carga.....	73
2.3.2.- Identificación de barras y nudos.....	74
2.3.3.- Obtención y análisis de resultados.....	76
2.3.4.- Diseño de los perfiles.....	77
2.3.5.- Uniones.....	78
2.3.5.1.- Tamaños y Uso de las Perforaciones.....	81
2.3.5.2.- Espaciamiento Mínimo.....	82
2.3.5.3.- Distancia Mínima al Borde.....	82
2.3.5.4.- Distancias a los Bordos y Espaciamiento Máximo.....	83

2.3.5.5.- Resistencia de Aplastamiento de Perforaciones de Pernos.	85
2.3.5.6.- Rotura en Área Neta de la Plancha.....	86
2.3.5.6.- Resistencia del Bloque de cortante.....	86
2.3.6.- Pesos elementos metálicos de la torre con esquineros UV....	93
 CAPÍTULO III.....	 97
CÁLCULO Y DISEÑO DE LA TORRE CON ELEMENTOS ESQUINEROS CIRCULARES, CIMENTACIÓN.....	97
3.1.- ANÁLISIS Y DISEÑO.....	97
3.1.1.- Pesos total de la estructura con esquineros circulares.....	99
3.1.2.- Peso de elementos esquineros UV.....	102
3.1.3.- Peso de elementos esquineros circulares.....	102
3.2.- CÁLCULO Y DISEÑO DE LACIMENTACIÓN.....	103
3.2.1.- Base de columnas.....	103
3.2.2.- Elementos de hormigón, pernos de anclaje y placa base.....	104
 CAPÍTULO IV.....	 109
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	109
4.1.- CONCLUSIONES.....	109
4.2.- RECOMENDACIONES.....	110
BIBLIOGRAFIA Y FUENTES DE INFORMACIÓN.....	111
ANEXOS.....	113

ÍNDICE DE IMÁGENES	Pág.
Imagen 1.1: Torre de celosía construida con fines bélicos.....	24
Imagen 1.2: Torres utilizadas para soporte de cables en 1933.....	25
Imagen 1.3: Estructura metálica decorativa.....	26
Imagen 1.4: Torre Eiffel.....	26
Imagen 1.5: Torre Aeropuerto Sídney.....	28
Imagen 1.6: Torre del Reino Unido.....	28
Imagen 1.7: Torre auto soportada.....	29
Imagen 1.8: Torre auto soportada.....	29
Imagen 1.9: Colapso de torres.....	29
Imagen 1.10: Torre auto soportada, Base triangular.....	32
Imagen 1.11: Torre auto soportada, Base cuadrada.....	32
Imagen 1.12: Torre atirantada.....	33
Imagen 1.13: Torre atirantada.....	34
Imagen 1.14: Mono-polo o mono-poste.....	35
Imagen 1.15: Secciones de torres.....	41
Imagen 1.16: Esfuerzos.....	44
Imagen 1.17: Esfuerzos.....	45
Imagen 1.18: Elementos redundantes.....	46
Imagen 1.19: Breizas.....	46
Imagen 1.20: Perfiles doblado en frio.....	49
Imagen 1.21: Perfiles laminados al caliente.....	50
Imagen 2.1: Disposición de elementos en cada cara de torre 40m...	57
Imagen 2.2: Torre de 40m en 3d ingresada en sap2000.....	57
Imagen 2.3: Torre de 40m con secciones transversales perfiles 3d..	58
Imagen 2.4: Perfil UV150x60x8mm, creado en SAP2000.....	59
Imagen 2.5: Perfil angular, creado en SAP2000.....	60
Imagen 2.6: Cables tipo coaxial.....	62
Imagen 2.7: Torre con antenas.....	63
Imagen 2.8: Torre con cables y escaleras.....	63
Imagen 2.9: Cargas verticales aplicadas en los nudos en los niveles de instalación de antenas.....	64
Imagen 2.10: Cargas verticales repartidas en los perfiles que soportarán la plataforma para personal.....	64

Imagen 2.11: Cargas por viento.....	72
Imagen 2.12: Aplicación de cargas sísmicas en los nudos.....	73
Imagen 2.13: Numeración de nudos.....	74
Imagen 2.14: Numeración de barras.....	75
Imagen 2.15: Reacciones en la base de la estructura.....	76
Imagen 2.16: Desplazamiento de la torre.....	77
Imagen 2.17: Uniones.....	79
Imagen 2.18: Pretensión de pernos AISC-2005.....	81
Imagen 2.19: Dimensiones de agujero nominal AISC-2005.....	82
Imagen 2.20: Dimensiones de agujero nominal AISC-2005.....	84
Imagen 3.1: Torre con elementos esquineros de sección circular....	98
Imagen 3.2: Unión de estructura metálica con base de hormigón...	98
Imagen 3.3: Unión elementos metálicos en la parte alta de la torre...	99
Imagen 3.4: Diámetros agujeros para pernos de anclaje AISC-2005.	106
Imagen 3.5: Disposición de pernos de anclaje, placa base y armadura de columna de hormigón.....	106
Imagen 3.6: Columna para cimentación.....	107
Imagen 3.7: Cadena de hormigón armado para unir columnas.....	107
Imagen 3.8: Zapata de hormigón armado para cimentación.....	107
Imagen 3.9: Elementos de cimentación.....	108

ÍNDICE DE TABLAS	Pág.
Tabla 2.1: Coeficiente de corrección, σ	65
Tabla 2.2: Factor de forma C_f	67
Tabla 2.3: Coeficiente de entorno/altura C_e	68
Tabla 2.4: Cálculo de la presión de viento.....	68
Tabla 2.5: Cálculo de la presión del viento sobre las diferentes secciones expuestas.....	69
Tabla 2.6: Cálculo de la presión del viento sobre las diferentes secciones expuestas TIA/EIA.....	71
Tabla 2.7: Elementos y pesos de elementos constitutivos de la torre con elementos de sección UV en las esquinas.....	94
Tabla 3.1: Elementos y pesos de elementos constitutivos de la torre con elementos de sección circular en las esquinas.....	100
Tabla 3.2: Peso de elementos esquineros UV.....	102
Tabla 3.3: Peso de elementos esquineros circulares.....	103

ÍNDICE DE ECUACIONES	Pág.
(Ec. 1.1): Resistencia admisible método ASD.....	51
(Ec. 1.2): Resistencia requerida método LRFD.....	53
(Ec. 1.3): Requisitos de resistencia.....	54
(Ec. 2.1): Velocidad corregida del viento en Km/h.....	66
(Ec. 2.2): Presión de cálculo expresada en Pa ó N/m ²	66
(Ec. 2.3): Fuerza horizontal del viento.....	69
(Ec. 2.4): Parámetro de comparación de Ec. 2.3.....	69
(Ec. 2.5): Presión de velocidad.....	69
(Ec. 2.6): Coeficiente de exposición.....	69
(Ec. 2.7): Factor de ráfaga, velocidad máx. del viento en una milla... 70	
(Ec. 2.8): Coeficiente de fuerza de la estructura.....	70
(Ec. 2.9): Relación de solidez.....	70
(Ec. 2.10): Área proyectada efectiva de los componentes estructurales en una cara.....	70
(Ec. 2.11): Resistencia a la fractura o rotura en la sección neta efectiva de los elementos estructurales.....	79
(Ec. 2.12): Área neta efectiva.....	79
(Ec. 2.13): Resistencia al aplastamiento en perforaciones de pernos cuando la deformación en la perforación del perno bajo cargas de servicio considera en el diseño.....	85
(Ec. 2.14): Resistencia al aplastamiento en perforaciones de pernos cuando la deformación en la perforación del perno bajo cargas de servicio no se considera en el diseño.....	85
(Ec. 2.15): Resistencia a la rotura en Área Neta de la Plancha.....	86
(Ec. 2.16): Área neta efectiva del miembro.....	86
(Ec. 2.17): Área neta del miembro.....	86
(Ec. 2.18): Resistencia del bloque de cortante.....	87
(Ec. 3.1): Área de la plancha base.....	104
(Ec. 3.2): Área de la plancha base.....	105
(Ec. 3.3): Área de la plancha base.....	105
(Ec. 3.4): Dimensión N de la plancha.....	105
(Ec. 3.5): Área de la plancha base para obtener el valor de B.....	105
(Ec. 3.6): Valor m para cálculo del espesor de la plancha m.....	105

(Ec. 3.7): Valor n para cálculo del espesor de la plancha m.....	105
(Ec. 3.8): Espesor de la plancha base.....	105
(Ec. 3.9): Espesor de la plancha base.....	105

GLOSARIO DE TÉRMINOS Y ABREVIATURAS

AISC	American Institute of Steel Construction.
AISI	American Iron and Steel Institute.
LRFD	Diseño por Factores de Carga y Resistencia.
ASD	Diseño por Tensiones Admisibles.
NEC-11	Norma Ecuatoriana Construcción 2011.
TIA/EIA-222-F	Telecommunications Industry Association.
ASTM	American Society for Testing and Materials (Sociedad Americana para Pruebas y Materiales).
A-36	Tipo de Aero Utilizado $f_y=2530 \text{ kg/cm}^2$.
D	Carga Muerta.
L	Carga Viva.
Lr	Sobrecarga de Cubierta.
S	Carga Sísmica.
Rr	Carga de Lluvia.
W	Carga de Viento.
E	Carga Sísmica.
Ra	Requisitos de Resistencia para ASD.
Rn	Resistencia Nominal.
Ω	Factor de Seguridad en ASD.
γ_i	Factores de Carga.
Qi	Efectos de las Cargas.
Ru	Resistencia Requerida.
ϕ	Factor de Resistencia LRFD.
Vh	Velocidad corregida del viento en Km/h.
V	Velocidad Instantánea Máxima del Viento en Km/h.
σ	Coeficiente de corrección del viento por características topográficas.
P	Presión de cálculo del viento expresada en Pa ó N/m ² .
ρ	Densidad del aire expresada en kg/m ³ .
Vb	Velocidad básica del viento en m/s.
Ce	Coeficiente de entorno altura.
Cf	Coeficiente de forma.

F	Fuerza horizontal del viento aplicada a una sección de la estructura.
q_z	Presión de velocidad.
G_H	Factor de ráfaga para velocidad.
C_F	Coeficiente de fuerza de la estructura.
A_E	Área proyectada efectiva de los componentes estructurales de una cara.
C_A	Coeficiente de fuerza para accesorio lineal o puntual.
A_A	Área proyectada de un accesorio lineal.
A_G	Área bruta de una cara de la torre, determinada como si la cara fuera maciza.
K_z	Coeficiente de exposición.
V	Velocidad básica del viento correspondiente a la ubicación de la estructura (TIA/EIA).
Z	Altura por encima del nivel del terreno hasta el punto medio de la sección, accesorio o guía.
h	Altura total de la estructura.
e	Relación de solidez.
A_F	Área proyectada de los componentes planos en una cara.
A_R	Área proyectada de los componentes estructurales circulares en una cara.
D_F	Factor de dirección del viento para componentes estructurales planos.
D_R	Factor de dirección del viento para componentes estructurales circulares.
R_R	Factor de reducción para componentes estructurales circulares.
M	Carga muerta (Para ingreso de cargas a software).
V	Carga viva (Para ingreso de cargas a software).
V_i	Carga de viento (Para ingreso de cargas a software).
S	Carga sísmica (estática, para ingreso de cargas a software).
P_n	Resistencia a la fractura o rotura en uniones.
F_u	Resistencia a tensión mínima especificada para el tipo de acero utilizado.
A_g	Área bruta del miembro.

U	Factor de rezago por corte.
ϕ_t	Factor de resistencia en tracción LRFD.
Ae	Área neta efectiva del miembro.
Rn	Resistencia nominal.
Lc	Distancia libre, en la dirección de la carga, entre borde de la perforación y el borde de la perforación adyacente o borde del material, cm, mm.
t	Espesor del material conectado, cm, mm.
d	Diámetro nominal del perno, cm, mm.
An	Área neta del miembro.
D	Diámetro estándar de la perforación, cm, mm.
Anv	Área neta solicitada a corte, cm ² , mm ² .
Ubs	Coeficiente de reducción en el cálculo de la resistencia del bloque de corte.
Ant	Area neta solicitada a tracción, cm ² , mm ² .
Agv	Area bruta solicitada a corte, cm ² , mm ² .
A1	Área de la plancha base.
A2	Área de la columna.
f'c	Resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días.
d	Longitud de la plancha base, para una de las formas de calcular A1 (Ec. 3.1).
b	Ancho de la plancha base, para una de las formas de calcular A1 (Ec. 3.1).
N	Longitud de la plancha base para otra forma de calcular A1 (Ec. 3.4).
B	Ancho de la plancha base, para una de las formas de calcular A1 (Ec. 3.4).
m	Longitud entre la sección crítica y el extremo de la plancha base en el sentido de N.
n	Longitud entre la sección crítica y el extremo de la plancha base en el sentido de B.
t_{pn}	Espesor de la plancha base en el sentido de n .
t_{pm}	Espesor de la plancha base en el sentido de m .
Tv	Fuerza de corte.

Tt	Fuerza de tracción.
n	Número de pernos.
d	Diámetro del perno.
Ab	Área del perno.
Fnt	Esfuerzo máximo de tracción del perno.
Rnt	Resistencia a tracción del perno o pernos.
Ø	Factor de resistencia.
Fnv	Esfuerzo máximo de corte del perno.
Rnv	Resistencia a tracción del perno o pernos.

Edgar Eloy Rodríguez Reinoso, autor/a de la tesis "ANÁLISIS Y DISEÑO COMPARATIVO ENTRE UNA TORRE AUTOSOPORTADA TRIANGULAR DE 40M DE ALTURA CON MONTANTES UV Y UNA CON MONTANTES CIRCULARES", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de ESPECIALISTA EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO Y HORMIGÓN ARMADO. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor/a.

Cuenca, 12 de febrero de 2015



Edgar Eloy Rodríguez Reinoso
C.I: 0300877776

Edgar Eloy Rodríguez Reinoso, autor/a de la tesis ANÁLISIS Y DISEÑO COMPARATIVO ENTRE UNA TORRE AUTOSOPORTADA TRIANGULAR DE 40M DE ALTURA CON MONTANTES UV Y UNA CON MONTANTES CIRCULARES", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, 12 de febrero de 2015



Edgar Eloy Rodríguez Reinoso
C.I: 0300877776

Autor: Edgar Rodríguez Reinoso

INTRODUCCIÓN

En la actualidad la tecnología de las comunicaciones se ha desarrollado aceleradamente por lo que juegan un papel cada vez más importante en la sociedad. El aumento de los canales televisivos y el avance de la telefonía celular y convencional inalámbrica han ampliado la necesidad de aprovechar mejor las torres de telecomunicaciones que funcionan como soportes de antenas. También han demandado el surgimiento de nuevas estructuras destinadas a cumplir dicha función.

Las personas de todo el mundo necesitan contar con distintas formas de comunicación para llevar a cabo sus actividades cotidianas. De todas las formas de comunicación, la más utilizada es la telefonía, ya que ella ha permitido mantener el contacto entre las personas. Actualmente debido al ritmo de crecimiento económico de todas las ciudades, la telefonía celular se ha convertido en una necesidad básica para una producción competitiva, sin olvidar también la existencia del sistema de telefonía convencional inalámbrica que también está dentro de toda actividad de desarrollo.

Dentro de la telefonía celular y convencional inalámbrica es necesario ejecutar obras civiles como torres metálicas para instalar antenas receptoras y transmisoras de microondas, las mismas que son colocadas en puntos estratégicos. La posición geográfica y la altura de dichas antenas deben ser tales que permitan obtener una óptima cobertura del servicio que se pretende brindar a los sectores necesitados. El ingeniero constructor se ha apoyado entonces en el uso de estructuras metálicas para a través de la instalación de antenas sobre ellas, satisfacer los requerimientos de las telecomunicaciones. La construcción de torres utilizando perfiles de acero constituye una forma económica, segura y práctica.

Las torres de telecomunicaciones son altamente vulnerables a la acción de la carga de viento, principalmente bajo los efectos de los ciclones y huracanes y también del efecto sísmico, fenómenos que ocasionan serios daños en estas

estructuras que pueden llegar a inutilizarlas totalmente, originando graves pérdidas económicas.

Las torres metálicas, por ser estructuras ligeras y flexibles con uniones articuladas, tienen elementos que trabajan y soportan únicamente esfuerzos axiales a tracción y compresión, ésta última es la condición crítica y amerita un análisis importante, el mismo que se lo realizará oportunamente en este trabajo.

Cabe mencionar que en la actualidad con la presencia de estas antenas instaladas sobre torres metálicas, existe gran preocupación acerca de la influencia de las ondas de telecomunicaciones sobre la salud de las personas, pero al no ser este el objeto de esta investigación, lo dejamos sin tratarlo.

Las torres pueden ser de diferentes alturas, sin embargo para nuestro medio, por estar ubicados en la sierra y la cota con respecto al nivel del mar es importante, se usan de una altura promedio de 40m.

En nuestro país actualmente existe una enorme competencia en cuanto a proveer de los diferentes servicios de telecomunicaciones, llámense éstos: televisión, radio, telefonía, internet y otros, por parte de las diferentes empresas dedicadas a brindar dichos servicios. Esta necesidad de cubrir cada vez más los diferentes sectores de la población con estos servicios, ha merecido una inversión importante en la implementación de torres metálicas auto-soportadas para antenas que en su mayoría son de base triangular. Cada una de las empresas proveedoras de servicios de telecomunicaciones realiza sus diseños estructurales a través de sus técnicos, quienes en este proceso toman su decisión de colocar perfiles metálicos de sección UV, o de sección circular con el espesor que indique el respectivo diseño como elementos principales, esquineros o montantes, así como perfiles angulares, circulares, etc., en sus diagonales. La presencia de cualquiera de estos elementos en las torres y la geometría utilizada permite también identificar a la empresa que es propietaria de dicha estructura, es decir son diseños exclusivos de cada institución.

En el presente documento realizaremos un estudio comparativo, desde el punto de vista de diseño, de una torre metálica para antenas de telecomunicaciones de base triangular (tres apoyos) de 40m de altura, que ha sido bastante usada en este medio, con elementos esquineros de perfiles con sección transversal UV, con otra sometida a iguales condiciones de cargas horizontales y verticales, diseñada bajo un mismo reglamento que rija su diseño, con la misma geometría, es decir en igualdad de condiciones pero con perfiles de sección transversal tubular circular en sus esquinas, con el fin de que podamos obtener y analizar los resultados tendientes a conocer si esta solución propuesta resulta ser más conveniente desde el punto de vista del peso y consecuentemente de sus costos, que la tomada como referencia.

Situación problemática

Las estructuras se diseñan para resistir la acción de las cargas que deberán soportar durante su vida útil. En el caso de las torres de telecomunicaciones las cargas principales que definen su diseño y actúan sobre ellas, son las ecológicas, ya que estas estructuras se encuentran generalmente en lugares muy expuestos, son de gran altura y su peso propio es relativamente bajo en comparación con las cargas de viento.

A nivel de nuestra zona, se han visto contruidos diversos tipos de torres metálicas auto-soportadas de base triangular, y cada una de ellas con su particularidad en cuanto a geometría, tipo de perfiles y alturas. Sin duda dichas torres cumplen la función para la cual fueron diseñadas de acuerdo a los requerimientos de la entidad que amerita contar con este tipo de estructura. Existen torres de base triangular con perfiles UV en sus esquinas como elementos principales y hay otras con tubos circulares como elementos esquineros. Sin embargo no existe un documento en el cual se muestre un análisis comparativo entre torres de base triangular con perfiles esquineros de sección UV, y torres con perfiles esquineros de sección circular, que permita determinar cuál de ellas es la más conveniente usar.

En este trabajo se tomará entonces como elemento de referencia una torre metálica diseñada con elementos esquineros UV, para compararla con otra torre de las mismas características con perfiles esquineros de sección circular como propuesta, para definir cuál es más conveniente usar, no sin antes realizar un análisis que nos permita establecer cómo influye en el diseño la presencia de elementos circulares en las esquinas de una torre con respecto a una con perfiles UV.

En el mercado local no se encuentran disponibles los perfiles metálicos denominados “UV”, éstos pueden conseguirse únicamente mediante un pedido especial con un tiempo considerable de anterioridad, ya que deben seguir un proceso de producción especial, no así los perfiles de sección circular que se encuentran en el mercado de diferentes diámetros, espesores y tipos de acero.

Objetivo general

Diseñar una torre metálica para antenas de telecomunicaciones de base triangular de 40m de altura, con elementos esquineros principales de sección transversal circular, basado en el análisis realizado en una torre también diseñada y tomada como referencia cuyos elementos de la celosía son angulares y sus esquineros son perfiles UV, y;

Comparar los resultados obtenidos utilizando esquineros circulares sin variar los elementos de la celosía, con los de la torre previamente diseñada con secciones UV como esquineros.

Objetivos específicos

- Realizar una búsqueda de información sobre el tema: normas y métodos de diseño de torres, tipos de perfiles metálicos disponibles en el mercado local.
- Aplicar los resultados del análisis estructural realizado a la torre con elementos esquineros de sección UV para el diseño de la torre con elementos esquineros circulares.

- Diseñar estructuralmente los nuevos elementos metálicos circulares, en igualdad de condiciones que la torre con perfiles UV tomada como referencia.
- Evaluar comparativamente los dos resultados del diseño para determinar cuál de las dos soluciones ofrece mejores resultados desde el punto de vista técnico-constructivo y económico.

Hipótesis

Las torres metálicas para antenas de telecomunicaciones de base triangular de 40m de altura que utiliza elementos esquineros de sección transversal tubular circular muestran mayor eficiencia desde el punto de vista de la capacidad resistente de la torre, que las que poseen elementos de sección transversal UV, lo cual implica un ahorro en el costo de la estructura.

Metodología de investigación

- Para proceder con el diseño de la torre metálica para antenas de telecomunicaciones de base triangular de 40m de altura con elementos esquineros circulares, se utilizará toda la información referente a la normativa y método usados para el proceso de diseño de la torre con perfiles esquineros UV.
- Obtener información acerca de los diferentes perfiles metálicos disponibles en el mercado local.
- Diseñar los elementos esquineros de la torre planteada como posible alternativa de ahorro.
- Elaborar detalles gráficos a escalas adecuadas de los elementos metálicos que conforman la torre: nudos, elementos verticales principales, uniones y tipos de unión.

Identificación de las tareas de investigación

- 1.- Obtener los esfuerzos de diseño provenientes del análisis realizado para la torre con perfiles UV en las esquinas.
- 2.- Realizar una tabulación de los resultados del análisis de la torre previamente diseñada.
- 3.- Diseñar los elementos metálicos de la torre con elementos esquineros de sección UV.
- 4.- Obtener los esfuerzos de diseño provenientes del análisis realizado para la torre con perfiles circulares en las esquinas.
- 5.- Diseñar los elementos metálicos de la torre con elementos esquineros de sección circular, mediante el método y normativa que se utilizó en la torre referencial.
- 6.- Elaborar un listado de elementos metálicos que conforman la torre planteada y comparar con el peso de la torre de referencia.

Alcance

Este documento estará conformado básicamente por cuatro capítulos, los mismos que son: **Capítulo I**, Estado del arte donde se indicarán las definiciones y conceptos relacionados con el tema que se está investigando. **Capítulo II**, Análisis y diseño de la torre con esquineros UV, que servirá de parámetro de comparación. **Capítulo III**, Aplicación de los estados de carga del análisis de la torre tomada como referencia al diseño de la torre con elementos de sección circular en las esquinas. **Capítulo IV**, Conclusiones y Recomendaciones.

CAPÍTULO I

ESTADO DEL ARTE

1.1.- HISTORIA DE LAS TORRES DE CELOSÍA

Las torres a través de la historia han jugado un papel preponderante en el desarrollo de la humanidad ya que el hombre está buscando cada día construir estructuras más altas. La construcción de torres estuvo inicialmente limitada por los materiales y la tecnología disponibles. El primer material utilizado en la construcción de las torres fue la madera (Ver Imagen 1.1), pero con el advenimiento de la Revolución Industrial y la aparición del acero en el siglo XVIII el diseño y construcción de este tipo de estructuras fue revolucionado totalmente, debido a las propiedades que posee este material, como por ejemplo: alta capacidad portante bajo diversas formas de estado tensional (tracción, compresión, flexión, etc.), ligereza, homogeneidad, ductilidad, entre otras. (Tesis Abel Carrasco Luzardo).



**Imagen 1.1 Torre de celosía construida con fines bélicos
Tomada de Boffill Carmona 2007a**

Las torres auto-soportadas constituyeron una de las primeras opciones para colocar sobre ellas los cables de telefonía, cuando las telecomunicaciones se encontraban en pleno desarrollo.

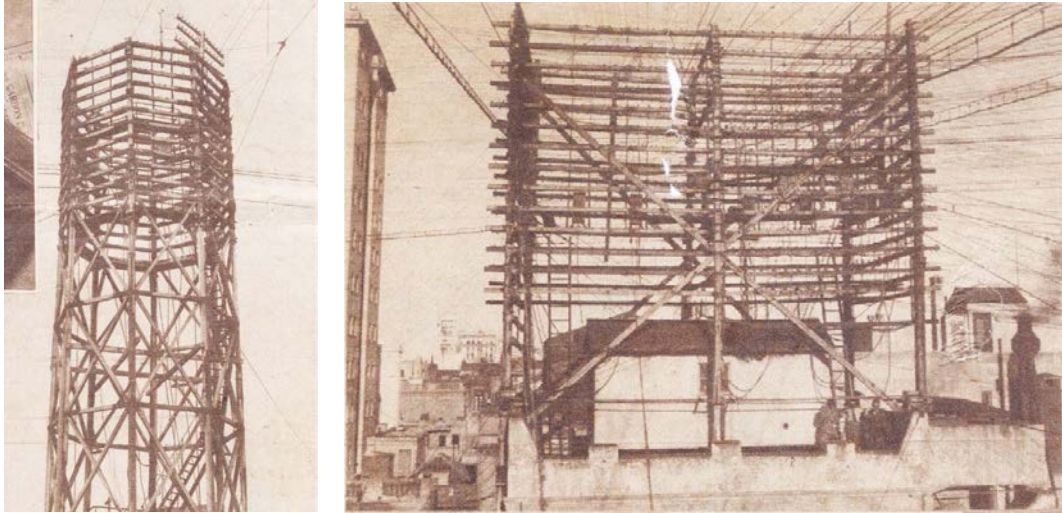


Imagen 1.2 Torres utilizadas para soporte de cables de telefonía por el año 1933

Al pasar el tiempo se ha disminuido el número de lados de las torres, esto fue posible gracias al ingreso del acero a la construcción, permitiendo que hoy se construyan torres de sección triangular.

Una torre de celosía es una estructura formada por elementos lineales unidos entre sí por sus extremos y logrando un arreglo espacial en forma de reticulado cinemática-mente invariable. Esta forma constructiva permite gran resistencia con poco consumo de material y por su permeabilidad reduce las fuerzas del viento que son generadas sobre la estructura.

Desde tiempos remotos se conoce de la existencia de estructuras tipo celosías, que se utilizaban para lograr grandes alturas, ya sea como arma de combate o como puntos de vigilancia contra el enemigo.

El hierro colado y luego el acero, llegan a su auge con la producción estandarizada de piezas. Aparece el perfil "doble T" en 1836, reemplazando a la madera y revoluciona la industria de la construcción creando las bases de la fabricación de piezas en serie.

Existen tres obras significativas del siglo XIX exponentes de esta Revolución Industrial: la primera es el Palacio de Cristal (Reino Unido) (Imagen 1.3), esta obra representa un hito al resolver estructuralmente la prefabricación y el montaje, la Galería de las Máquinas, un edificio que descubre las ventajas del metal como una estructura ligera que permite alcanzar grandes luces y la famosa Torre Eiffel (Imagen 1.4) que se ha convertido en un símbolo emblemático de París, de Francia y del mundo.



Imagen 1.3 Estructura metálica decorativa



Imagen 1.4 Torre Eiffel

Aunque hoy la Torre Eiffel es reconocida y admirada en todo el mundo, en su momento fue rechazada por los parisinos, que deseaban su demolición. Esto quizás se hubiera logrado de no ser por las

Fuerzas Armadas, que se percataron de que podía ser utilizada como soporte de antenas y para la transmisión de radio. Se convierte entonces en una de las primeras torres que se utilizaron para las comunicaciones en todo el mundo. Con el surgimiento de la radio a partir del siglo XX, las torres de celosía adquirieron mayor uso y se diseminaron por todo el planeta. Luego la televisión, la telefonía celular y toda la tecnología wi-fi en los últimos años, han incrementado su uso como soportes de antenas para las comunicaciones inalámbricas. Los materiales más comúnmente utilizados han sido la madera y el acero.

Las funciones de una torre pueden ser muy diversas:

- De soporte de antenas y parábolas para la transmisión televisiva
- Para comunicaciones radiales
- Para fines turísticos, en la cúspide se construyen restaurantes y el atractivo principal se debe a la altura en que se encuentran
- Como faros
- Para tener acceso a objetos que se encuentran a gran altura, como una especie de andamios
- Como torres de control del tráfico aéreo
- Para medir parámetros meteorológicos a gran altura
- Como símbolos o expresiones artísticas (Torre Eiffel)



Imagen 1.5 Torre Aeropuerto Sídney



Imagen 1.6 Torre del Reino Unido
(Tesis Alina de la Cruz López)



Imagen 1.7 Torre autosoportada



Imagen 1.8 Torre autosoportada

(Tesis Fidel Vladés Alonso)

El diseño de una torre es uno de los desafíos más complicados que un ingeniero puede enfrentar. Se han producido diversos colapsos de torres en diferentes sitios del mundo. Imagen 1.9.



Imagen 1.9 Colapso de torres

Por todo lo expresado anteriormente, es que se hace imprescindible el estudio para la reducción de la vulnerabilidad de este tipo de estructuras, que tiene carácter económico, pero sobre todo político y social. (Tesis Alina de la Cruz López)

1.2.- NORMAS Y MÉTODOS DE DISEÑO

Lo que se ha planteado en este trabajo de investigación como objetivo general, se desarrollará estrictamente enmarcado dentro de lo que constituyen las normas que rigen el diseño de torres metálicas, ya sea que existan normas nacionales o a la falta de ellas, la aplicación de normas internacionales, como por ejemplo el AISI, para diseño con elementos conformados en frío, el AISC, para diseño de elementos laminados en caliente, y otras normas que permiten seguirlas en el proceso de diseño. Pues el diseño de la torre de referencia y la planteada en este estudio se lo diseñarán utilizando el AISC.

La sección de la torre que se diseñará será de base triangular, cuyo análisis fue ya elaborado en el modelo matemático de la torre diseñada inicialmente con montantes UV y que servirá como parámetro de comparación. En este trabajo, mostraremos una descripción de los tipos de torres que generalmente se usan para soportar antenas de telecomunicaciones. Además se mencionará en el desarrollo del trabajo cuales son los tipos de acero que se usan en este tipo de estructuras.

Actualmente para realizar el diseño estructural de elementos metálicos sometidos a esfuerzos de tracción, compresión y flexión se está utilizando con mayor frecuencia el método LRFD (Diseño por Factores de Carga y Resistencia), y será este el método que utilizaremos en el desarrollo del presente trabajo. No podemos dejar de mencionar al método que ha predominado durante mucho tiempo en los procesos de diseño de elementos metálicos llamado ASD (Diseño por Tensiones Admisibles). Más adelante se hablará con mayor amplitud acerca del uso de estos métodos de diseño. En el diseño de estructuras reticulares como el caso de las torres metálicas de sección triangular, los elementos estarán sometidos a esfuerzos de tracción,

compresión, y flexión, siendo éste último el que rija el diseño, debido a que el elemento puede perder su estabilidad local y esto conlleva a incrementar la sección transversal del elemento, o a disminuir la longitud del mismo, lo que bajará la posibilidad de que se produzca el pandeo del elemento. Como principio fundamental del análisis y diseño de estructuras tridimensionales, debe cumplirse que para que un nudo pueda considerarse articulado, los centroides de todos los elementos concurrentes a él deben coincidir en un solo punto, tal condición debe hacerse cumplir también el momento de construirlas.

Para el análisis de la estructura tomada como referencia se utilizó un software muy conocido y utilizado como es el SAP2000, el mismo que permite ingresar la geometría, secciones transversales, tipos de apoyo, cargas, tipos de análisis a realizar, combinaciones de carga, y luego obtener los esfuerzos listos para interpretarlos y analizarlos, con los cuales se procederá al diseño de los elementos estructurales, mismos que utilizaremos para diseñar la torre planteada.

1.3.- TIPOLOGÍA DE LAS TORRES

Las torres según diferentes parámetros, se clasifican en:

Tipo estructural:	Auto-soportadas
	Atirantadas
Sección transversal:	Cuadradas
	Triangulares
	Rectangulares
Elementos constructivos:	De angulares
	De tubos
	Mixtas

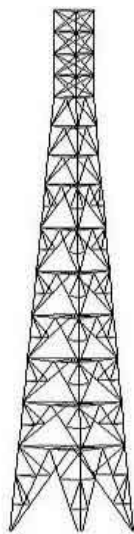
1.3.1.- Torres auto-soportadas

Las torres auto-soportadas, como bien indica su nombre, se sostienen por sí solas, apoyándose en tierra o en edificios. Su comportamiento es muy eficiente

ante cargas ecológicas (de viento y de sismo), a lo cual favorece el propio peso de la estructura. Existen diferentes tipologías, entre ellas las de celosías, que por su configuración espacial, requieren de secciones menores.

Este tipo de torre llamada también en cantiléver o mástil trabaja como un voladizo soportándose por sí mismo, es decir, no necesitan de elementos exteriores para encontrar el equilibrio como las torres atirantadas o las de alta tensión. Los esfuerzos a los que se someten los elementos de la torre debido a la acción de las cargas actuantes son axiales, es decir a tracción y a compresión, sin embargo al aplicar las cargas de viento uniformemente distribuidas sobre los elementos constitutivos de las torres, pueden también presentarse esfuerzos de flexión y de torsión.

Las torres auto-soportadas son las más rígidas, razón por la cual se utilizan para soportar varias antenas de gran superficie y gran peso. Se instalan fundamentalmente cuando las limitaciones de terreno son importantes y/o cuando la cantidad y dimensiones de las antenas así lo obligan. Estas Torres pueden ser de base triangular (Imagen 1.10) o base cuadrada (Imagen 1.11), siendo las más usadas las de sección triangular con respecto a la de sección cuadrada, por tener una cara menos y por la facilidad de instalar las antenas en los tres lados de la torre, esto representa un ahorro significativo de material y por ende son más livianas.



**Imagen 1.10 Torre autosoportada
Base triangular**



**Imagen 1.11 Torre autosoportada
Base cuadrada**

Todas las torres metálicas construidas, están totalmente expuestas a la agresión de los diferentes factores ambientales como lluvia, viento, humedad, sismos, etc., por ello es imprescindible que todos sus elementos constitutivos sean galvanizados al caliente para darle una adecuada protección y así darle una amplia vida útil. (Tesis Jonas Antonio Dobias Nuila)

1.3.2.- Torres atirantadas

Las torres atirantadas presentan arriostres de cables en tres direcciones radiales, los cuales van sujetos al fuste en determinados puntos de su altura. Estas torres tienen el inconveniente de necesitar mucho terreno alrededor de ellas para el anclaje de los cables. No obstante, permiten mayor economía con relación a la auto-soportadas, si se analizan como elementos de comparación los costos de producción, montaje y cimentación. Además, la diferencia entre los costos de ambas tipologías crece proporcionalmente con la altura de la torre. El análisis se complejiza debido a la influencia de los cables en el comportamiento general de la estructura.

En general necesitan un área que permita inscribir una circunferencia de radio aproximadamente igual a la mitad de la altura de la torre.



Imagen 1.12 Torre atirantada



Imagen 1.13 Torre atirantada

Según su sección transversal, las torres pueden ser triangulares, cuadradas o rectangulares. La utilización de cada una viene dada por el consumo de material y el comportamiento a la torsión.

Los elementos que componen las torres pueden ser perfiles laminares (canales o angulares de alas iguales o desiguales); tubos y mixtas, que combinan las dos anteriores. La unión entre los elementos componentes de la torre se realiza por medio de pernos y planchuelas o directamente entre perfiles con pernos. Imagen 1.12, Imagen 1.13. (Tesis Alina de la Cruz López).

1.3.3.- Torres Tipo Mono-polo

Estas estructuras son instaladas en lugares en donde hay limitación de espacios y donde se requiere conservar la estética y el aspecto natural del lugar. Se acostumbra pintarlas de cierto color o se adornan para permitir que la estructura se considere camuflada y se simule vegetación, con el fin de alterar lo menos posible el lugar de implantación. Imagen 1.14.



Imagen 1.14 Mono-polo o mono-poste

1.4.- CARGAS SOBRE TORRES

Las torres metálicas autosoportadas y todo tipo de estructuras se encuentran sometidas fundamentalmente a dos tipos de cargas, estas son: las gravitacionales y las laterales.

1.4.1.- Cargas gravitacionales

Estas cargas actúan en dirección de las fuerzas de la gravedad, y en general son las cargas vivas y las cargas muertas. Las principales cargas que se consideran en todo diseño de torres son: el peso propio de la estructura, el peso de las antenas o equipo a sostener, el peso de los cables y el peso de equipo y personal durante la instalación de la torre. Hay que considerar también el peso de las personas que luego de la instalación vayan a realizar tareas de operación y mantenimiento.

1.4.2.- Peso propio

Se refiere al peso de todos los elementos estructurales que conforman la torre como son: la plataforma o canastilla que se coloca en la parte alta de la misma donde se ubica el personal para operación y mantenimiento de las antenas, la escalerilla para cables que bajan desde las antenas hasta los equipos instalados junto a la torre y la escalerilla con protección que servirá para que el personal de operación y mantenimiento pueda subir a realizar los trabajos necesarios en las antenas instaladas en la parte superior de la estructura.

Para obtener el peso de los elementos estructurales, se deben contar con los datos de peso/m dado por los proveedores para con las dimensiones de cada elemento obtener el peso respectivo o se puede también obtener del programa o software utilizado para el modelamiento y análisis de la estructura, donde es posible ingresar el tipo de elemento, su longitud, tipo de material utilizado, su sección transversal y su peso.

1.4.3.- Peso de los equipos

Dependiendo del tipo de servicio que se pretenda brindar, la torre soportará a más de su peso propio, el peso de los equipos, los mismos que podemos mencionarlos:

- Sistema de protección contra descargas electro atmosféricas, que se encuentra conformado por un tubo de soporte de pararrayos.
- Sistema de iluminación o balizamiento nocturno y tablero de control de luces de navegación.
- Antenas cuyas dimensiones y peso dependerán del servicio que se va a brindar a través de ellas, así como de la estructura de soporte de la misma con su respectiva cerrajería y cableado.
- Escalerillas para cables y para ascenso-descenso de personal de operación y mantenimiento.

La presencia de antenas en las torres añade una mayor exigencia a la estructura, ya que estas generalmente son pantallas frente al viento que generan fuerzas y torsiones adicionales sobre la torre que en muchos casos, provocan la pérdida de señal de las antenas y producen solicitaciones adicionales de torsión en los elementos estructurales. Para contrarrestar este efecto, es común que se utilicen sistemas de reducción de torsión, los cuales colocados a diferentes alturas de la estructura, coincidente con la ubicación de parábolas, limitan el giro de la sección.

1.4.4.- Peso de los cables

El peso y la dimensión de los cables dependen del diámetro de los mismos y del sistema de comunicación que se brindará, su peso y características serán provistos por el productor o por el vendedor.

1.4.5.- Peso de instalación

Este peso se refiere a la carga viva adicional que se colocará en la estructura de la torre durante su montaje y durante trabajos rutinarios de operación y mantenimiento. Debido al personal y el equipo que se utiliza para realizar dicho trabajo, es recomendable asignar un valor de 100 kg/m².

1.4.6.- Cargas laterales

Las cargas laterales que deben ser consideradas en el diseño de toda estructura, son las provocadas por la acción del viento y por la presencia de sismos. Cabe señalar que nuestra zona, es decir la ciudad de Cuenca se encuentra expuesta la presencia de viento considerable y riesgo sísmico.

1.4.6.1.- Cargas de viento

El viento es en general predominante en el dimensionamiento de torres para sistemas de comunicaciones. La acción del viento sobre el conjunto de antenas

que forman parte del sistema estructural debe ser analizada considerando la acción más desfavorable del viento.

La acción sobre cada antena se tomará en cuenta mediante la aplicación de coeficientes de forma que deben ser provistos por el fabricante. Cuando el aire en movimiento encuentra un objeto fijo, ocurren varios efectos que se combinan para ejercer una fuerza sobre el mismo. Dicha fuerza depende del área de contacto entre la estructura de la torre y los accesorios, con el viento.

La condición del viento que más interesa para el diseño de estructuras es, principalmente la de una tormenta de viento, específicamente vientos con alta velocidad al nivel de la superficie del suelo. Estos vientos se asocian por lo general con tornados o huracanes. Es de primordial importancia en la evaluación del viento la velocidad máxima que alcanza éste. Para predecir el grado de importancia o la probabilidad de las condiciones críticas de viento en un lugar particular deben utilizarse los registros meteorológicos locales y regionales. Los reglamentos de construcción establecen requisitos mínimos de diseño por viento basados en esta experiencia y la probabilidad estadística que ella representa.

La medición estándar del viento se realiza a una altura de 10 m aproximadamente sobre el terreno circundante, la cual proporciona una referencia fija con respecto a los efectos de arrastre de superficie del suelo. Aunque las condiciones de viento, por lo regular, se generalizan para una región geográfica, pueden variar considerablemente en sitios específicos debido a la naturaleza y accidentes topográficos del área o a las estructuras circundantes. En cada diseño individual de una estructura deben considerarse dichos factores. (Tesis Jonas Antonio Dobias Nuila).

Para el presente trabajo se realizará un cálculo de las fuerzas provocadas por el viento, de acuerdo a lo que se manifiesta en la NEC-11, es decir en la Norma Ecuatoriana de la Construcción y se calculará también en base a normas internacionales como la TIA/EIA-222-F

1.4.6.2.- Cargas de sismo

La humanidad ha experimentado a lo largo de su historia el efecto destructivo de los terremotos. En el siglo XX, estas catástrofes naturales han ocasionado una media anual del orden de 14.000 muertos, por encima de otros desastres como ciclones, huracanes, inundaciones, avalanchas y erupciones volcánicas). Adicionalmente, originan cuantiosas pérdidas económicas como resultado del daño en las obras de infraestructura pública y construcciones privadas, lo cual impacta negativamente en el desarrollo de las zonas afectadas. Latinoamérica no es ajena a esta situación y muchos de sus países han sufrido el efecto desbastador de estos eventos.

La ingeniería estructural sismo resistente es una disciplina relativamente nueva y resulta difícil indicar con precisión cuándo y dónde se originó. Lo cierto es que surgió como una necesidad imperiosa para controlar el efecto de los sismos. Los terremotos pueden considerarse como hechos claves que muestran la vulnerabilidad de los centros urbanos ubicados en zonas sísmicas y originaron un cambio significativo en los criterios de cálculo.

Durante un sismo el suelo se mueve en todas direcciones. Los efectos que producen más daños en las estructuras son, en general, los movimientos paralelos a la superficie del suelo, es decir horizontalmente, debido a que las estructuras se diseñan, rutinariamente, para resistir cargas verticales de gravedad. Por consiguiente, para fines de diseño el efecto mayor de un sismo se considera en función de una fuerza horizontal similar al efecto del viento.

El efecto de fuerza provocado por el movimiento es, por lo general, directamente proporcional al peso muerto de la estructura y al peso soportado por dicha estructura. También este peso determina, en parte, el carácter de la respuesta dinámica de la estructura. Las otras influencias mayores en la respuesta de la estructura son su período fundamental de vibración y su efectividad en la absorción de energía. El período de vibración está determinado, básicamente por la masa, la rigidez y el tamaño de la estructura.

Para el diseño de una torre de estructura de acero, que es una estructura esbelta, con uniones articuladas, flexibles y ligeras, entre la carga lateral de viento y la de sismo existe una relación de 4 a 1 aproximadamente.

Las estructuras distintas a las edificaciones, incluyendo las estructuras auto soportadas que no son edificios, las cuales soportan cargas verticales y deben resistir los efectos sísmicos como torres de transmisión, deben cumplir con cierto requerimiento mínimo del Código Ecuatoriano de la Construcción:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
 - Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
 - Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.
- (Diseño Sismo resistente de Construcciones de Acero, Francisco Javier Crisafulli)

1.5.- SECCIÓN TRANSVERSAL DE LAS TORRES

Para proyectar una torre de telefonía celular, como cualquier otro proyecto estructural, es necesario determinar las proporciones más convenientes de la estructura, dimensionarla y dar el detalle de los elementos de los que está compuesta, teniendo siempre presente la fase de construcción.

La decisión más importante a tomar por parte del diseñador en un proceso de cálculo, es la elección de la forma estructural más conveniente de la torre para satisfacer las diversas necesidades y objetivos solicitadas por el cliente. Dicha estructura debe cumplir con las necesidades funcionales, económicas, estética, entre otras. Para la elección de la sección de la torre y los elementos que la conforman, debe tomarse en cuenta los perfiles disponibles en el mercado, siempre y cuando cumplan con la norma ASTM A123, galvanizado en caliente de grado A-36 para este medio. Ello debido a que en el mercado existe una

variedad de perfiles. Están los regulares, cuya demanda es alta y por consiguiente su costo es bajo, y los especiales, cuyo uso es menos frecuente, lo que hace elevado su costo debido a la irregularidad en la fabricación de los mismos. A su vez se deberá tomar en cuenta los requerimientos solicitados por el cliente.

Se debe prever la fase de construcción y la necesidad inmediata de la torre, ya que existen diversos métodos, unos con mayor eficiencia pero de mayor costo, y otros cuyo montaje toma más tiempo pero de igual manera los costos pueden reducirse considerablemente.

Actualmente existe una amplia gama de secciones de torres, pero las más populares y utilizadas por su balance entre economía, funcionalidad y facilidad de construcción, son las torres de sección triangular y las de sección cuadrada. En este trabajo se realizará el diseño de una torre de sección triangular.

1.5.1.- Torres de sección cuadrada

Existen distintos diseños de torres con sección cuadrada, éstas pueden ser de sección constante, de forma piramidal y de una forma combinada, es decir sus primeras secciones proyectan una forma cónica y finalizan con sección permanente. Imagen 1.15.

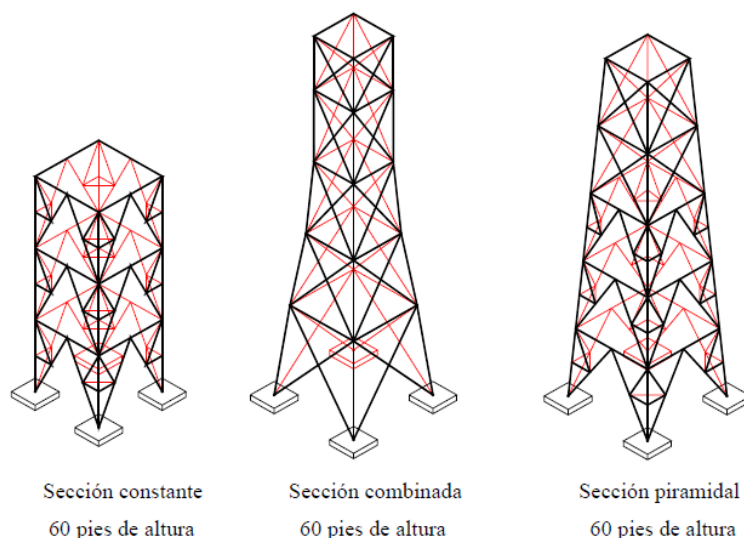


Imagen 1.15 Secciones de torres

Estas torres generalmente se utilizan cuando el sistema de telefonía requiere la ubicación de un número considerable de antenas y equipo, ya que al disponer de cuatro caras, su área disponible se incrementa para la ubicación de las mismas.

Los elementos que conforman las torres de sección cuadrada usualmente son angulares de lados iguales, ya que por ser un cuadrado es fácil y práctica la utilización de este perfil. Este tipo de torres tiene la desventaja de ser antieconómicas, ya que por tener cuatro caras, el volumen de acero requerido para la fabricación de la misma es elevado, aumenta así su peso y costo, lo mismo sucede con la pintura y el galvanizado, ya que el área superficial se incrementa con respecto al de una de sección triangular.

La construcción y montaje de este tipo de torres es relativamente laboriosa, esto debido a la gran cantidad de empalmes que posee, que hace prolongada la fase de construcción y montaje de la misma.

1.5.2.- Torres de sección triangular

En la actualidad para la telefonía celular, telefonía convencional inalámbrica, servicios de banda ancha, y otros servicios, las torres auto-soportadas de sección triangular son las de mayor demanda en el mercado local, esto debido a que cuentan con el área suficiente para la ubicación de las antenas y equipos en solamente tres sectores. Este tipo de torres cuentan con ventajas económicas, ya que posee una cara menos que las torres de sección cuadrada, lo que las hace más livianas, debido al menor volumen de acero, y con esto el área superficial para pintarla y galvanizarla se reduce.

Generalmente las torres de sección triangular están compuestas por elementos de secciones tubulares y angulares, para la ubicación de los montantes y de las diagonales respectivamente. Tanto las torres de sección triangular como las torres de sección cuadrada necesitan la misma cantidad de personal para la fase de construcción y montaje, con la diferencia que en las torres de sección triangular esta fase se efectúa en menor tiempo.

Al igual que las torres de sección cuadrada, las torres de sección triangular pueden ser de sección constante, pueden tener una proyección piramidal en las primeras secciones y constante en las últimas. **Imagen 1.10.**

1.5.2.1.- Uso de embreizado diagonal

La fuerza provocada por la presión del viento es aplicada para efectos de análisis en los nudos de la estructura, actuando en ellos mismos las fuerzas de reacción interna. Dichas fuerzas son absorbidas por los elementos estructurales que conforman dicha torre, estos son los montantes, elementos principales o esquineros, y las diagonales como elementos secundarios o de celosía.

Los esfuerzos inducidos en la estructura, pueden hacer que ésta sea demasiado flexible, lo cual hace que el movimiento oscilatorio de la misma perjudique la calidad del sistema de comunicación. En otras palabras, la función de las diagonales es proporcionar suficiente rigidez a la torre para evitar dicho fenómeno. Las diagonales son miembros que teóricamente no soportan cargas muertas ajenas a su propio peso, ni cargas vivas que no sean otras que las causadas por el viento. Estas actúan únicamente soportando las fuerzas inducidas, en forma de esfuerzos axiales, a compresión y tensión. A su vez deben ser capaces de resistir la carga perpendicular debido a la presión del viento, ya que dicho esfuerzo puede hacer pandear a la misma.

La sección del elemento a utilizar puede depender más del tipo de su conexión en el extremo que de cualquier otro factor. Uno de los perfiles más sencillos, utilizado como diagonales es el redondo o barra de sección circular. Dicho perfil presenta inconvenientes en la elaboración de las juntas, ya que las mismas deben ser planas.

Los redondos de las medidas ordinarias tienen baja rigidez y pueden flexionarse fácilmente por su propio peso, y perjudicar la apariencia de la estructura. Otra desventaja de los redondos es la dificultad de fabricarlos con

longitudes exactas, presentándose dificultades en el momento de la instalación. A diferencia de los redondos, los angulares tienen muchas ventajas, entre ellas su facilidad en la fabricación y ensamblaje en obra, con lo que se tiene mayor rigidez que con un tubo circular, ambos con la misma área transversal. Los angulares de lados iguales resultan más económicos que los de lados desiguales, esto debido a que su radio de giro es de mayor valor para la misma área. Por ello se plantea que la torre a ser diseñada tendrá como elementos principales o esquineros elementos metálicos de sección circular y los elementos de arrioste horizontales y verticales serán de tipo angular.

1.5.2.2.- Diagonal simple

Las diagonales son elementos estructurales de segundo orden, diseñadas para que funcionen soportando cargas axiales, tanto a tensión como a compresión, ésta última es la carga crítica. El uso de las diagonales en un sentido, tiene la ventaja de necesitar poco material para la fabricación de la torre, haciéndola más liviana y económica. Así mismo el área de contacto con el viento es menor, por lo tanto los esfuerzos inducidos se reducirán considerablemente.

Imagen 1.16.

Este tipo de diagonales generalmente es usado en torres de sección cuadrada de base pequeña y en torres arriostradas, ya que las diagonales son de pequeña longitud, y con esto la esbeltez de dichos elementos es pequeña, para trabajar sin ningún problema y absorber los esfuerzos de compresión.

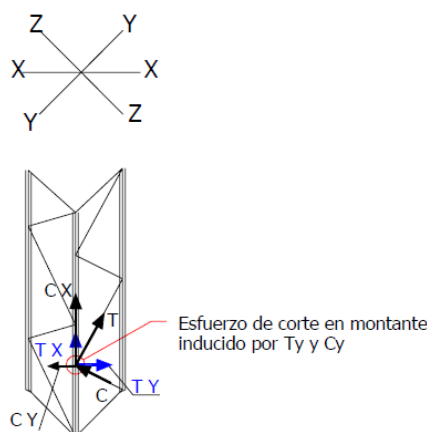


Imagen 1.16 Esfuerzos

1.5.2.3.- Diagonal doble

Generalmente toda torre empleada para telefonía celular utiliza diagonales dobles, ya que por la altura de las mismas su base se incrementa, y hace que las diagonales se ubiquen en tramos largos, incrementan así su relación de esbeltez y con esto su susceptibilidad al pandeo por compresión; por lo mismo es necesario colocar una en sentido opuesto para reducir dicho efecto, sujetándose entre ellas en el punto de intersección. Al utilizar diagonales dobles no sólo se reduce la relación de esbeltez, sino también se hace que los esfuerzos inducidos en los elementos secundarios sean distribuidos en dos, trabajando uno a compresión y el otro a tensión simultáneamente en el mismo tramo y en la misma cara. Cuando se dispone de diagonales dobles, en un nudo concurren cuatro, actuando dos a tensión y dos a compresión, se logra con esto que los esfuerzos de corte en los montantes sean despreciables, **Imagen 1.17.**

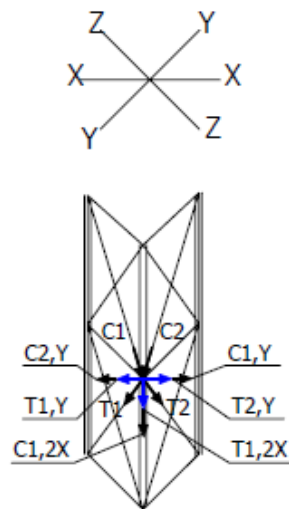


Imagen 1.17 Esfuerzos

1.5.2.4.- Otras formas de embreizado

Muchas veces se requiere del uso de diagonales muy largas. Cuando las dimensiones de las mismas están por encima del límite de relación de esbeltez, es necesario aumentar el ancho y espesor de dichos miembros. Al aumentar dichas dimensiones, también se incrementa el peso de la pieza y con esto el peso total de la estructura, elevando el costo de fabricación de la misma. Así mismo la pieza puede pandearse por su propio peso. Para evitar dichos

inconvenientes, el diseñador se ve obligado a apoyarse de otros elementos llamados redundantes o diagonales auxiliares. Estos elementos se ubican al centro de las diagonales principales de manera que se reduce la luz entre apoyos de las mismas, y disminuye así mismo su relación de esbeltez. **Imagen 1.18.**

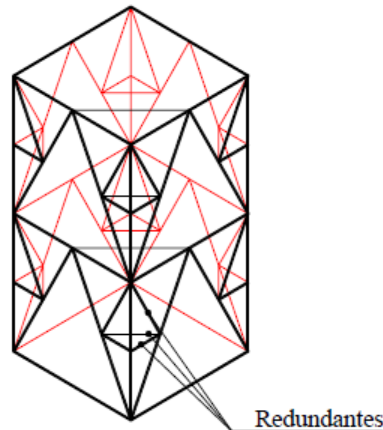


Imagen 1.18 Elementos redundantes

Hay casos en que debido a la altura de la torre con base de gran tamaño, y a las elevadas velocidades de viento, los momentos torsores pueden afectar a la estructura. En dichos casos es necesario colocar breizas auxiliares en el plano de la sección de la torre para contrarrestar dichos esfuerzos. **Imagen 1.19.**

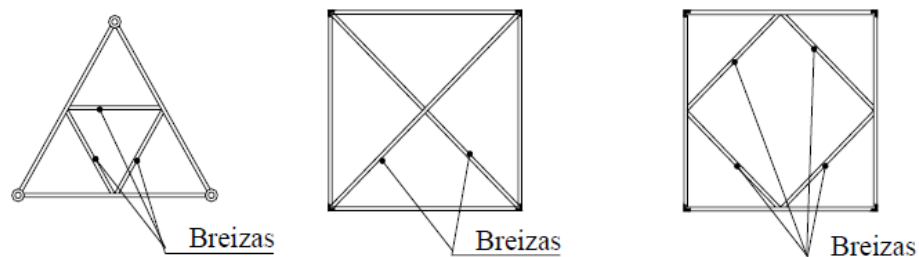


Imagen 1.19 Breizas

Todo lo expresado en los párrafos anteriores se refiere a los elementos constitutivos de las torres que no corresponden a los elementos principales o esquineros, es decir se refieren a los elementos de relleno de la estructura que pueden considerarse como elementos de arrostramiento.

Podemos entonces ahora hablar sobre aquellos elementos principales, esquineros o montantes que son los que transmitirán los esfuerzos a la base de

la torre, para el caso que nos ocupa serán elementos tubulares de sección circular, a diferencia del caso tomado como referencia que son de perfiles de sección UV. (Tesis, Jonás Antonio Dobias Nuila).

1.6.- MATERIALES Y ELEMENTOS QUE CONFORMAN LAS TORRES

1.6.1.- Perfiles doblados en frío

Los miembros estructurales de acero conformado en frío son perfiles que se fabrican plegando chapas metálicas, longitudes cortadas de bobinas o planchas, o laminando bobinas o planchas laminadas en frío o laminadas en caliente; siendo ambas operaciones realizadas a temperatura ambiente, es decir, sin agregar calor del modo que sería necesario para un conformado en caliente. Las configuraciones de las secciones transversales, los procesos de manufactura y las prácticas de fabricación de los miembros estructurales de acero conformado en frío difieren en varios aspectos de los de los perfiles laminados en caliente. En el caso de los perfiles de acero conformado en frío, el proceso de formación se lleva a cabo a temperatura ambiente, o a una temperatura próxima a la misma, utilizando plegadoras, prensas o máquinas formadoras. Algunas de las diferencias significativas entre los perfiles conformados en frío y los perfiles laminados en caliente son:

- 1.- Ausencia de las tensiones residuales provocadas por el enfriamiento desparejo debido al laminado en caliente.
- 2.- Falta de filetes en las esquinas.
- 3.- Aumento de la resistencia a la fluencia con una disminución del límite de proporcionalidad y de la ductilidad provocado por el conformado en frío.
- 4.- Presencia de tensiones reducidas en frío cuando el acero conformado en frío no ha sido finalmente recocido.
- 5.- Predominio de elementos con elevadas relaciones entre su ancho y su espesor.
- 6.- Esquinas redondeadas, y
- 7.- Las curvas tensión-deformación pueden ser de tipo fluencia brusca o de tipo fluencia gradual.

La Especificación AISI es aplicable exclusivamente a secciones conformadas en frío de no más de una pulgada (25,4 mm) de espesor. Teniendo en cuenta que la mayoría de los requisitos de diseño han sido desarrollados en base a trabajos experimentales con cargas estáticas, la intención es que la Especificación se utilice para miembros estructurales de acero conformado en frío que se utilizarán para soportar cargas en los edificios. Para otro tipo de estructuras es necesario considerar adecuadamente los efectos dinámicos. (Tesis, Carlos Alberto Faz Barahona, Diseño de una Torre Triangular Auto-soportada Para Antena de Comunicación Celular de 60m de Altura).

Por la naturaleza de la estructura, realizaremos el diseño desde el punto de vista de los **perfiles doblados en frío** de bajo carbono de acuerdo con lo definido en general por los requisitos de las especificaciones de la ASTM, (Imagen 1.20), pero la norma que se utilizará será la AISC, ya que esta norma cubre y sirve para todo tipo de estructura, además el programa SAP2000 utiliza esta norma para los diseños y nos permitirá entonces realizar comparaciones al aplicar una norma única. Sin embargo se observará en el proceso de diseño cuales son los espesores que se adoptan para la torre y justificar el uso de la norma mencionada. Para el análisis de nuestras torres utilizaremos perfiles doblados en frío ya que en nuestro medio encontramos este tipo de perfiles y porque la estructura debe ser relativamente liviana pero lo suficientemente resistente a las cargas horizontales y verticales y a los agentes naturales agresivos, los espesores de estos perfiles varían entre 0,1 y 0,25 pulg ó 2,5 y 6,25 mm respectivamente. Además nuestro patrón de diseño será la LRFD debido a sus diversas ventajas, ya que este método incluye muchas de las características de los procedimientos de diseño comúnmente asociados con el diseño último, el diseño plástico y el diseño límite. Esto no quiere decir tampoco que no se utilicen perfiles laminados en caliente (Imagen 1.21), pues si en el proceso amerita su utilización se aplicarán los diseños adecuadamente y aplicando las normas pertinentes como la AISC mencionada.

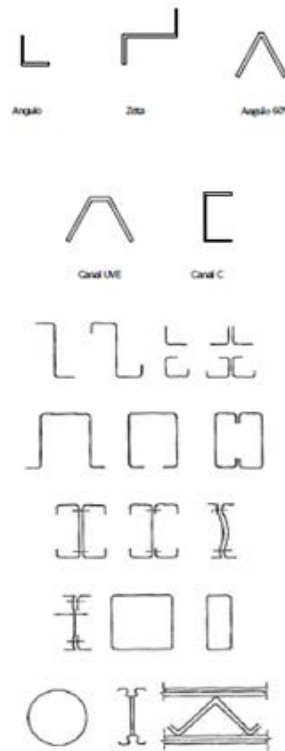


Imagen 1.20 Perfiles doblado en frio

1.6.2.- Perfiles laminados en caliente

Los primeros perfiles estructurales hechos en Estados Unidos fueron ángulos de hierro laminados. Las vigas I de acero se laminaron por primera vez en ese país en 1884 y la primera estructura reticular fue montada en ese mismo año.

Durante esos primeros años, diversas laminadoras fabricaron sus propios perfiles y publicaron catálogos con las dimensiones, pesos y otras propiedades de esas secciones. El acero estructural puede laminarse en forma económica en una gran variedad de formas y tamaños sin cambios apreciables en sus propiedades físicas. Generalmente los miembros estructurales más convenientes son aquellos con grandes momentos de inercia en relación con sus áreas. Los perfiles I y T tienen esta propiedad.

Por lo general los perfiles de acero se designan por la forma de sus secciones transversales, por ejemplo se tiene perfiles en ángulo, tes, zetas y placas.

A través de los años han existido cambios en las dimensiones de los perfiles de acero. Por ejemplo, puede haber poca demanda que justifique seguir laminando un cierto perfil; un perfil puede discontinuarse porque se desarrolla un perfil de tamaño similar, pero más eficiente en su forma. Ocasionalmente el proyectista puede necesitar las propiedades de un perfil discontinuado que no aparece ya en las listas de los manuales. Por ello es aconsejable que los proyectistas conserven las ediciones viejas del manual para consultarlas cuando se presenten tales situaciones. A continuación se muestran los perfiles laminados que se pueden encontrar en el mercado, Imagen 1.21:

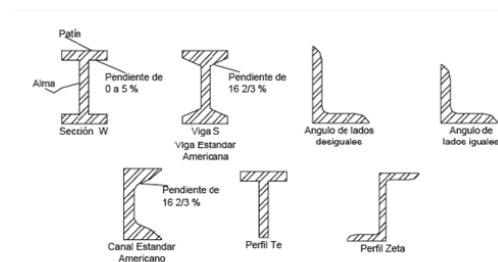


Imagen 1.21 Perfiles laminados al caliente

(Diseño de Estructuras de Acero Jack C. McCormac)

1.7.- MÉTODOS DE DISEÑO

1.7.1.- Método ASD (Diseño por tensiones admisibles)

Desde 1946 el método de cálculo de los miembros y conexiones estructurales de acero conformado en frío, tal como se prescribía en las ediciones anteriores de la Especificación AISI, se basaba en el método de las tensiones admisibles.

1.7.1.1.- Requisitos de Resistencia para ASD

En el enfoque del cálculo por tensiones admisibles, las resistencias requeridas (momentos flectores, fuerzas axiales y esfuerzos de corte) en los miembros estructurales se calculan por medio de métodos de análisis estructural aceptados para las cargas nominales o de servicio especificadas para todas las combinaciones de cargas aplicables listadas en la Sección **A5.1.2** de la Especificación AISI.

1.7.1.2.- Combinaciones de cargas

En ausencia de un código o especificación aplicable, o si el código o especificación aplicable no incluye combinaciones de cargas para ASD, la estructura y sus componentes se deben diseñar de manera que las resistencias de cálculo admisibles sean mayores o iguales que los efectos de las cargas nominales para cada una de las siguientes combinaciones de cargas:

- 1.- D
- 2.- D + L + (Lr o S o Rr)
- 3.- D + (W o E)
- 4.- D + L + (Lr o S o Rr) + (W o E)

Estas resistencias requeridas no pueden ser mayores que las resistencias de cálculo admisibles permitidas por la Especificación AISI.

Un diseño satisface los requisitos cuando la resistencia de cálculo admisible de cada uno de los componentes estructurales es mayor o igual que la resistencia requerida, determinada en base a las cargas nominales, para todas las combinaciones de cargas aplicables la resistencia de cálculo admisible se determina dividiendo la resistencia nominal por un factor de seguridad de la siguiente manera:

$$R_a = R_n / \Omega \quad (\text{Ec. 1.1, AISC B3-2})$$

Donde:

R_a = resistencia de cálculo admisible

R_n = resistencia nominal

Ω = factor de seguridad

La naturaleza fundamental del factor de seguridad es compensar las incertidumbres inherentes al diseño, fabricación o armado de los componentes de un edificio y las incertidumbres en la estimación de las cargas aplicadas. A través de la experiencia se ha establecido que los actuales factores de

seguridad proporcionan un diseño satisfactorio. Se debe destacar que el método ASD utiliza un solo factor de seguridad para una condición dada, independientemente del tipo de carga. (Especificación AISI).

1.7.1.3.- Cargas de viento o cargas sísmicas

Cuando una carga de viento o una carga sísmica actúan simultáneamente con una carga gravitatoria permanente, una sobrecarga, una sobrecarga de cubierta, una carga de nieve o una carga de lluvia es poco probable que todas estas cargas alcancen su valor máximo simultáneamente. En consecuencia, se pueden reducir los efectos de las cargas combinadas multiplicando por un factor de combinación de cargas igual a 0,75.

Históricamente el Método de las Tensiones Admisibles permitía incrementar la tensión admisible aplicando un factor de un tercio cuando se consideraban los efectos del viento o de los movimientos sísmicos. Ellifritt investigó el fundamento del incremento de un tercio en las tensiones eólicas y sísmicas (Ellifritt, 1977) y concluyó que la justificación histórica del aumento de las tensiones provocadas por el viento era la siguiente: "La acción del viento sobre una estructura es altamente localizada y de muy corta duración. Por lo tanto no es necesario tener un factor de seguridad tan elevado al diseñar para cargas de viento. El razonamiento que llevó al incremento de un tercio en las tensiones de cálculo admisibles correspondientes a cargas sísmicas es similar al expuesto para el caso del viento.

1.7.1.4.- Otras cargas

La Especificación requiere que también se consideren los efectos estructurales provocados por otras cargas incluyendo (a) cargas debidas a fluidos, (b) cargas debidas al peso y presión lateral del suelo y del agua del suelo, (c) cargas, fuerzas y efectos debidos al estancamiento y (d) fuerzas auto-deformantes y los efectos provocados por los cambios de temperatura, contracción, cambios de humedad, fluencia lenta y movimientos debidos a asentamientos diferenciales.

1.7.2.- Método LRFD (Diseño por Factores de Carga y Resistencia)

1.7.2.1.- Fundamentos del diseño

Un estado límite es la condición en la cual la utilidad estructural de un elemento o miembro portante se ve afectada a tal punto que deja de ser seguro para los ocupantes de la estructura, o en la cual el elemento ya no es capaz de satisfacer la función para la cual fue diseñado. Los estados límites típicos para los miembros de acero conformado en frío son las deformaciones excesivas, la fluencia, el pandeo y llegar a la máxima resistencia luego del pandeo localizado (es decir, resistencia posterior al pandeo). Estos estados límites se han establecido en base a la experiencia práctica o en laboratorio y han sido investigados exhaustivamente a través de investigaciones analíticas y experimentales. En el Diseño por Factores de Carga y Resistencia se consideran dos tipos de estados límites: (1) el estado límite de resistencia requerido para resistir las cargas extremas durante la vida útil de la estructura, y (2) el estado límite de la capacidad de la estructura de desempeñar la función para la cual fue diseñada durante toda su vida útil. Estos dos estados límites generalmente se conocen como estado límite de resistencia y estado límite de servicio.

A pesar de la prevalencia del ASD, actualmente los ingenieros diseñadores están adoptando gradualmente el método LRFD. Este método incluye muchas de las características de los procedimientos de diseño comúnmente asociadas con el diseño último, el diseño plástico y el diseño al límite o el diseño por colapso.

1.7.2.2.- Requisitos de Resistencia para LRFD

Para el estado límite de resistencia el formato general del método LRFD se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (\text{Ec. 1.2, Jack C. McCormac})$$

O,

$$R_u \leq \phi R_n \quad (\text{Ec. 1.3, AISC B3-1})$$

donde:

R_u	= $\sum \gamma_i Q_i$ = Resistencia requerida
R_n	= Resistencia nominal
ϕ	= Factor de resistencia
γ_i	= Factores de carga
Q_i	= Efectos de las cargas
ϕR_n	= Resistencia de cálculo

La resistencia nominal es la resistencia del elemento o miembro para un estado límite dado, calculada para las propiedades nominales de la sección y para las propiedades mínimas especificadas del material de acuerdo con el modelo analítico adecuado que define la resistencia. El factor de resistencia ϕ toma en cuenta las incertidumbres y variabilidades inherentes en la R_n , y generalmente es menor que la unidad. Los efectos de las cargas Q_i son los esfuerzos en la sección transversal (es decir, momento flector, fuerza axial y esfuerzo de corte) determinados a partir de las cargas nominales especificadas mediante análisis estructural y γ_i son los correspondientes factores de carga que toman en cuenta las incertidumbres y variabilidades de las cargas.

Las ventajas del LRFD son: (1) las incertidumbres y las variabilidades de los diferentes tipos de cargas y resistencias son diferentes (por ejemplo, la carga permanente es menos variable que la carga de viento), y con este método estas diferencias se pueden considerar utilizando diferentes factores; y (2) al utilizar la teoría probabilística los diseños idealmente pueden lograr una confiabilidad más consistente. Por lo tanto el LRFD proporciona la base para un método de diseño más racional y refinado que el método ASD. (Jack C. McCormac)

1.7.2.3.- Factores de Carga y Combinaciones de Cargas

El propósito de los factores de carga es incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas y muertas. EL valor del factor de carga usado para cargas muertas es menor que el usado por las cargas vivas, ya que se puede obtener con mayor precisión las cargas muertas que las cargas vivas. Respecto a esto debe notarse que las cargas que permanecen fijas durante largos períodos variarán menos en magnitud que aquellos que se aplican por cortos períodos tales como las cargas de viento. A continuación se presentan las posibles combinaciones de carga a ser aplicadas en el presente estudio, los mismos que están basados en las normas AISC y método LRFD 99, donde los factores de carga indican y cubren aquellas incertidumbres del comportamiento de la estructura al aplicar las cargas verticales y horizontales:

- 1.- $1,4 D$
- 2.- $1,2 D + 1,6 L$
- 3.- $1,2 D + 1 L + 1,6 W$
- 4.- $1,2 D + 1 L - 1,6 W$
- 5.- $0.9 D + 1,6 W$
- 6.- $0,9 D - 1.6 W$
- 7.- $1.2 D + 1 L + 1 E$
- 8.- $1.2 D + 1 L - 1 E$
- 9.- $0.9 D + 1 E$
- 10.- $0.9 D - 1 E$

D = Carga Muerta

E = Carga Sísmica

L = Sobrecarga debida a la ocupación;

Peso del hormigón fresco en el caso de construcción mixta

W = Carga de Viento

1.7.2.4.- Factores de Carga y Resistencia

Se puede pensar que es absurdo y antieconómico diseñar estructuras con factores de carga tan grandes y factores de resistencia tan pequeños, sin embargo a lo largo del tiempo se tomará conciencia de que dichos factores obedecen a una infinidad de incertidumbres. Algunas de ellas que afectan a esos factores son las siguientes:

- 1.- La resistencia de los materiales puede variar inicialmente en forma considerable con respecto a los valores supuestos y la variación será mayor con el paso del tiempo debido al flujo plástico, a la corrosión y a la fatiga.
- 2.- Los métodos de análisis están sujetos con frecuencia a errores apreciables.
- 3.- los fenómenos naturales como huracanes, sismos y otros causan condiciones difíciles de predecir.
- 4.- Los esfuerzos producidos durante la fabricación y el montaje a veces son severos debido al manipuleo grotesco al momento de colocar los elementos en su posición correcta y estos esfuerzos pueden a veces exceder a los que se someterá la estructura luego de instalada. La ductilidad del acero ayuda a que ciertas estructuras sobrecargadas durante la construcción no fracasen.
- 5.- Se presentan cambios tecnológicos que afectan la magnitud de las cargas vivas.
- 6.- Las cargas muertas de la estructura pueden estimarse más precisamente que las cargas vivas.
- 7.- Otras incertidumbres son la presencia de esfuerzos residuales y concentración de esfuerzos, variaciones en las dimensiones de las secciones transversales.

CAPÍTULO II

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA TORRE CON ESQUINEROS UV

2.1- GEOMETRÍA

A continuación podemos encontrar la memoria técnica elaborada para el análisis y diseño de la torre metálica auto soportada de 40m de altura, cuya geometría servirá como modelo para el presente trabajo de comparación, esta torre fue construida en algún local de telecomunicaciones de la Empresa ETAPA EP de la ciudad de Cuenca, cuyo diseñador fue el Ing. José Vásquez C., quien ha permitido que se lo use. Del modelo mencionado luego de proceder a cargarlo y analizarlo se han obtenido los esfuerzos axiales, cortante, flexión y otros, para realizar el diseño de los elementos constitutivos de la torre en estudio. La torre que servirá como base de comparación, objeto de esta monografía, estará constituida por montantes o esquineros UV y los elementos de relleno o diagonales que sirven como riostras, estarán constituidos por elementos angulares.

A continuación se muestra la geometría de la torre, es decir la forma y disposición de los elementos metálicos por cada cara de la estructura en sus 40m de altura:

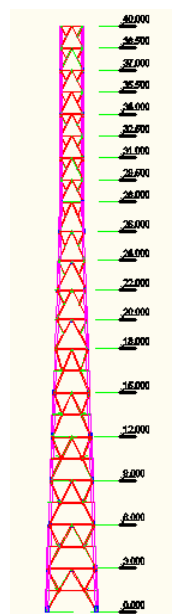


Imagen 2.1 Disposición de elementos en cada cara de la torre de 40m



Imagen 2.2 Torre de 40m en 3d ingresada en sap2000

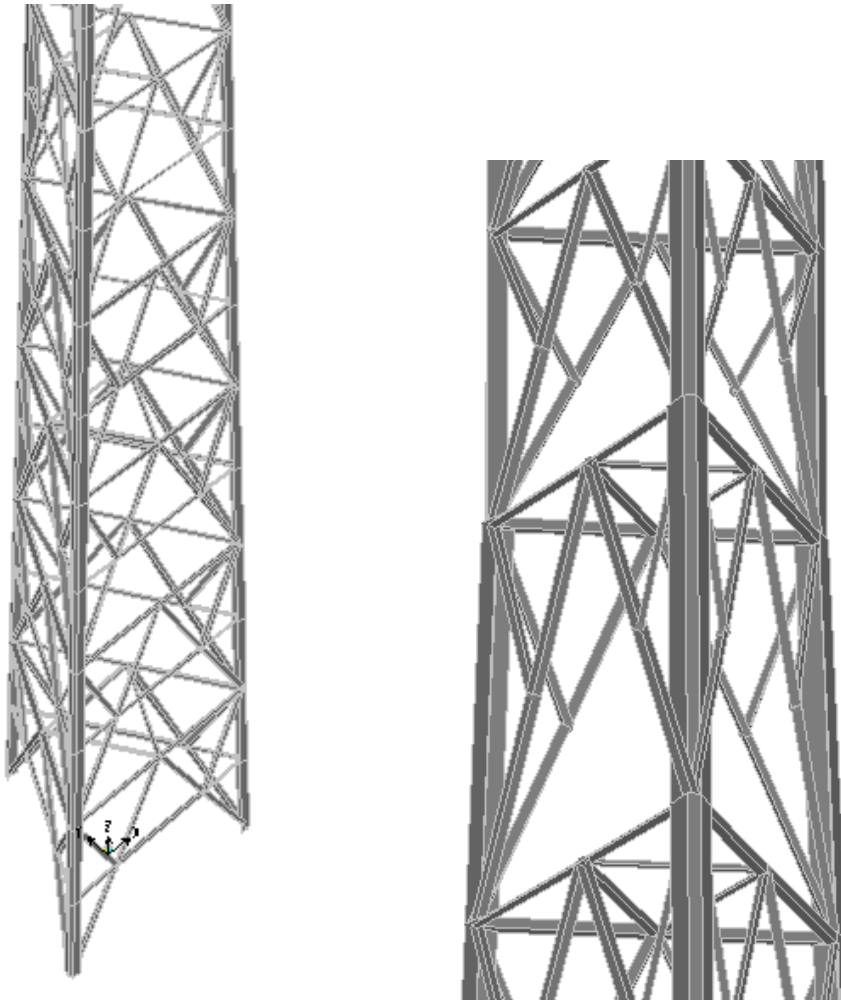


Imagen 2.3 Torre de 40m con secciones transversales de perfiles en 3d

El modelo matemático ingresado en el programa, se basa fundamentalmente en la forma o geometría que se presentó en el apartado anterior, la misma que está constituida estructuralmente por elementos esquineros o montantes, normalmente éstos se colocan de seis metros de largo cada uno y en otros casos de cuatro metros por las condiciones de la geometría del modelo, luego cada 1.50m o cada 2m se colocan nudos de unión por los elementos de arriostre que van conformando la estructura, así mismo elementos horizontales o diagonales van de extremo a extremo enteros y en sus intermedios se forman nudos, esta descripción se puede ver en plano general mostrado más adelante. Los elementos o perfiles van articulados en sus extremos, es decir se modela anulando los momentos en los nudos, produciendo lo que se denomina nudo articulado, esta condición es posible realizarla en el software utilizado.

Antes de proceder a asignar secciones o perfiles a cada uno de los elementos constitutivos de la torre, fue necesario establecer el tipo de material a usar, es

decir se colocaron los parámetros descriptivos del acero ASTM A-36. Luego se procedió a ingresar secciones de perfiles metálicos a cada uno de los elementos constitutivos de la estructura tridimensional a ser diseñada en el programa SAP 2000, es menester someter a dicho modelo a un sistema de cargas verticales y horizontales.

A continuación presentamos un ejemplo de un elemento UV generado dentro del programa, asignándole el tipo de material ya predeterminado, es decir acero A36:

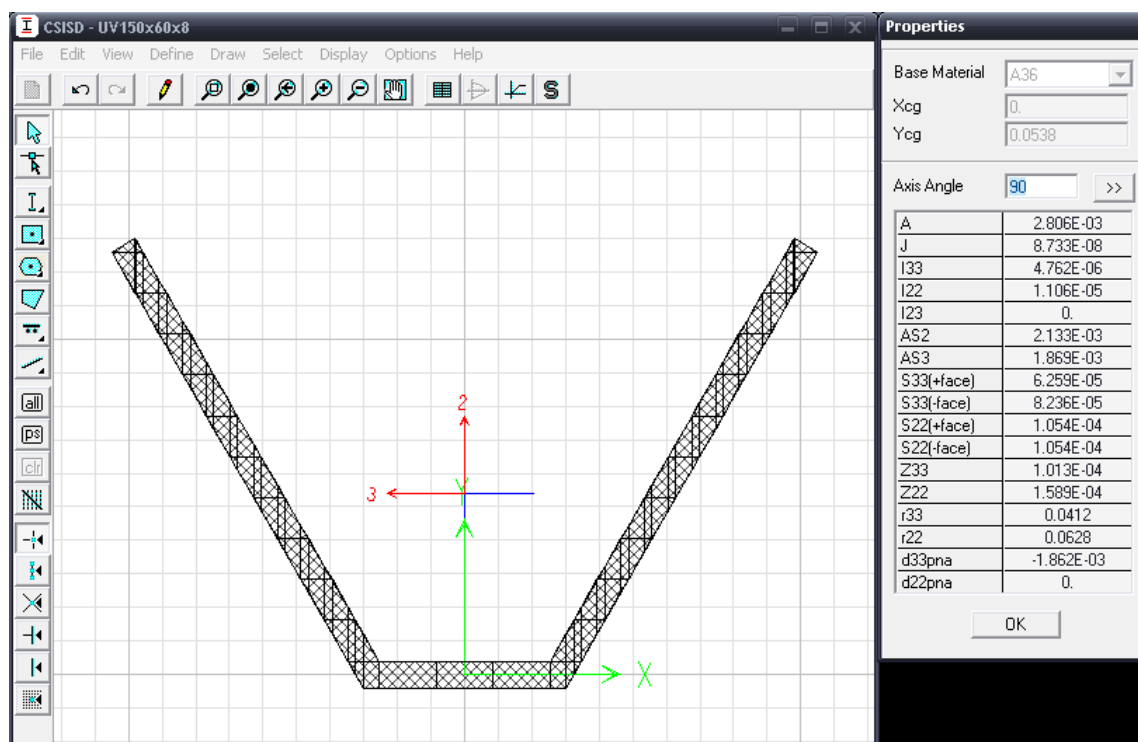


Imagen 2.4 Perfil UV150x60x8mm, creado en SAP2000

Junto al gráfico de la sección transversal creada se puede también observar las características y datos geométricos de dicha sección, (Imagen 2.4) en base a los cuales el programa procede a realizar las comprobaciones de resistencia para los diferentes estados de carga y para los diferentes tipos de esfuerzo, tales como axial, flexión, cortante, torsión y esfuerzos combinados.

Ahora mostramos un ejemplo de ingreso de dimensiones y espesores de las alas de un perfil angular utilizado en la torre para que represente a los

elementos que conforman la celosía, es decir los elementos horizontales y diagonales, Imagen 2.5:

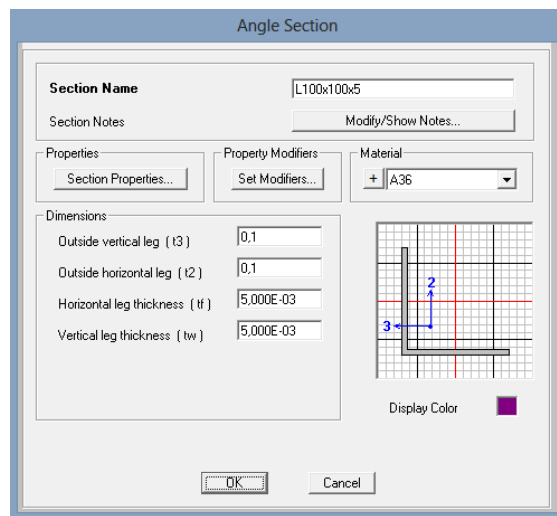


Imagen 2.5 Perfil angular, creado en SAP2000

De esta forma se han procedido a crear todos y cada uno de los elementos estructurales constitutivos de la torre para antenas de telecomunicaciones, ellos serán elaborados en acero A36 que es el acero más común en el mercado local.

Dentro del programa utilizado para el cálculo y diseño de la torre como lo es el SAP2000, se procedió a ingresar perfiles angulares de diferente dimensión de alas y de espesores, los mismos que constan dentro de una extensa lista de perfiles existentes dentro del mismo programa, no así en el caso de los perfiles UV para los montantes o perfiles esquineros, los cuales fueron ingresados manualmente utilizando una de las herramientas del propio programa, estos elementos fueron ingresados en varias dimensiones y espesores con el fin de proceder a ingresarlas el momento de realizar las iteraciones y llegar a determinar cuál es el elemento de sección transversal de mayor eficiencia estructuralmente hablando, y el que absorberá los esfuerzos más críticos de las combinaciones de carga ingresadas previamente.

.Los elementos que servirán para el armado de la torre pueden ser perfiles doblados en frío, ya que son los que se consiguen en nuestro medio a precios convenientes comparados con los laminados en caliente que si bien tienen la

misma nominación, son más pesados y en la mayoría de los casos deben realizarse pedidos con anterioridad para su importación.

Como se explicó en la parte introductoria, el modelo será sometido a cargas muertas, vivas y de viento, pues la carga sísmica no constituye un efecto crítico para este tipo de estructuras ya que las masas en los diferentes niveles son pequeñas, sin embargo a continuación se describen las cargas a las que se someterá la torre:

2.2.- CARGAS

2.2.1.- Carga muerta

- Peso propio de la estructura

2.2.2.- Carga Viva

- 3 Antenas de telecomunicaciones para WIMAX (Internet Móvil Banda Ancha), dispuestas una en cada arista de la torre en el nivel más alto de la misma. Cada una de ellas pesa 9 Kg, más equipos y accesorios **tenemos 50 kg** (ANDREW DB682H120-AD).
- 3 Antenas de telecomunicaciones para EBDO (Internet Móvil Banda Ancha Rural), dispuestas una en cada arista de la torre en el nivel 3m debajo del anterior. Cada una de ellas pesa 7 Kg, más equipos y accesorios **tenemos 50 kg**. (SHENGLU SL12436A).
- 3 Antenas de telecomunicaciones para CDMA (Telefonía Inalámbrica Fija), dispuestas una en cada arista de la torre en el nivel 3m debajo del anterior y 6m debajo de las primeras. Cada una de ellas pesa 7 Kg, más equipos y accesorios **tenemos 50 kg**. (SHENGLU SL12436A).
- Pararrayos Franklin de cobre más accesorios, 22 kg (www.franklin_france.com)
- Baliza para aviación para torres de hasta 45m, 5 kg (www.navitronic.com.ar)

- Cables de conexión, 16 filas de cable coaxial HCTAY-50-22 (7/8") 0,55 kg/m, de donde para el número de cables indicados tenemos 8,80 kg/m. (Torre de telecomunicaciones de ETAPA EP, Ricaurte-Cuenca)
- Escaleras para acceso de personal de operación y mantenimiento, 10 kg/m (escalera con elementos verticales de ángulo de 40x40x3mm y peldaños de tubo circular de 1"x2mm cada 30cm. Ancho total 90cm con canastilla de protección en toda su altura). (Torre de telecomunicaciones de ETAPA EP, Ricaurte-Cuenca)
- Personal de operación y mantenimiento (dos personas a la vez, 75 kg c/u), la misma que se distribuirá uniformemente sobre los elementos que soportarán su peso.
- Escaleras para cables 3 kg/m (escalera con elementos verticales de ángulo de 1"x1"x2mm y peldaños de platina de 1"x2mm cada 40cm. Ancho total 40cm). (Torre de telecomunicaciones de ETAPA EP, Ricaurte-Cuenca).

Las cargas descritas se calcularán de tal manera de que al ingresarlas al programa de cálculo se las haga mediante cargas puntuales que se aplicarán en los nudos correspondientes.



Imagen 2.6 Cables tipo coaxial

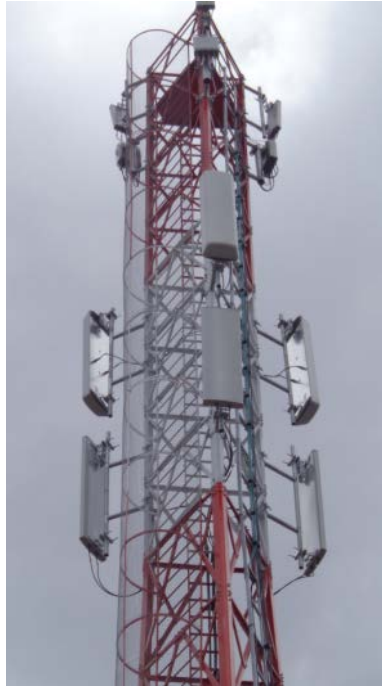
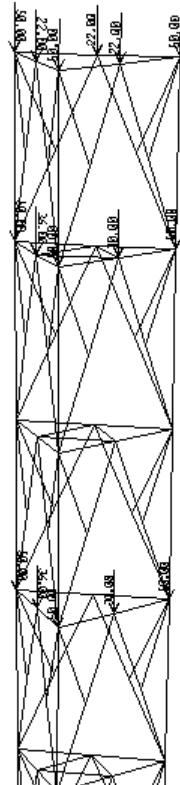


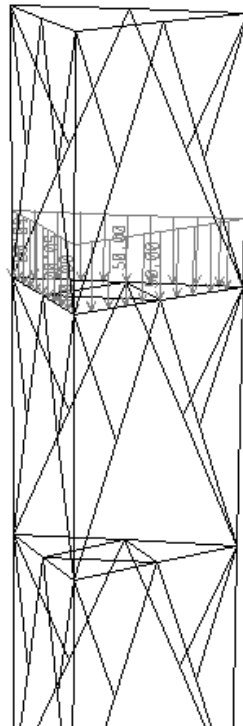
Imagen 2.7 Torre con antenas



Imagen 2.8 Torre con cables y escaleras



**Imagen 2.9 Cargas verticales aplicadas en los nudos
En los niveles de instalación de antenas**



**Imagen 2.10 Cargas verticales repartidas en los perfiles
que soportarán la plataforma para personal**

2.2.3.- Carga de viento

De acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011, la velocidad de diseño para viento hasta 10 m de altura, será la adecuada, aquella velocidad máxima para la zona de ubicación de la torre, pero no será menor a 75 Km/h y para nuestro caso se tomará 80 km/h, considerando que en nuestra zona no se ha producido un viento de mayores magnitudes. Además debemos considerar que la estructura en estudio estará ubicada en zona despejada, es decir sin obstáculo alguno y se aplicarán perpendicularmente a una de las caras de la torre, es decir en todos los elementos constitutivos de dicha cara de la torre, esta dirección del viento usada constituye la más crítica, comparada con aquellas aplicaciones diagonales o a 60 grados, pues al ser triangular la torre en análisis al tomar esta aplicación del viento, vuelve a producir una carga sobre una de las caras de la misma.

Tabla 2.1 Coeficiente de corrección, σ

Altura (m)	Sin obstrucción (Categoría A)	Obstrucción Baja (Categoría B)	Zona Edificada (Categoría C)
5	0.91	0.86	0.80
10	1.00	0.90	0.80
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
150	1.21	1.22	1.16

(NEC-11, Cargas de viento)

Nota:

- Categoría A: Edificios frente al mar, zonas rurales o espacios abiertos sin obstáculos topográficos.
- Categoría B: Edificios en zonas suburbanas con edificación de baja altura, promedio hasta 10m.
- Categoría C: Zonas urbanas con edificios de altura

Dicho valor, será corregido aplicando el factor de corrección σ , indicado en la Tabla 2.1, que considera la altura del edificio y las características topográficas y/o de edificación del entorno, mediante la ecuación:

$$V_h = V * \sigma \quad (\text{Ec. 2.1, NEC-11})$$

Siendo:

V_h = Velocidad corregida del viento en Km/h;

V = Velocidad instantánea máxima del viento en Km/h, registrada a 10 m de altura sobre el terreno;

σ = Coeficiente de corrección de la Tabla 2.1.

2.2.3.1.- Cálculo de la presión del viento

La acción del viento se considera que actúa como presión sobre el elemento de fachada. Para efectos de determinar la resistencia del elemento frente al empuje del viento, se puede establecer una presión de cálculo P , cuyo valor se determinará mediante la siguiente expresión:

$$P = 0.5 * \rho * v_b^2 * C_e * C_f \quad (\text{Ec. 2.2, NEC-11})$$

P = presión de cálculo expresada en Pa ó N/m^2

ρ = densidad del aire expresada en Kg/m^3

v_b = Velocidad básica de viento en m/s

C_e = coeficiente de entorno altura

C_f = coeficiente de forma

En general, para la densidad del aire se puede adoptar un valor de 1.25 Kg/m^3 . La velocidad básica de viento **V_b** corresponde al valor característico de la velocidad media del viento a lo largo de un período de 10 minutos, medida en una zona plana y desprotegida frente al viento, a una altura de 10 metros sobre el suelo. Se puede considerar una velocidad básica de 22 m/s (80 km/h). El coeficiente de entorno/altura **C_e** , es un factor de corrección que tiene en cuenta el grado de exposición al viento del elemento considerado. El coeficiente de

forma **C_f** (Tabla 2.2), es un factor de corrección que tiene en cuenta la situación del elemento dentro de la fachada.

Tabla 2.2 Factor de forma C_f

CONSTRUCCION	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios	+0.8	
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda los 45 grados	+0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15 grados o menos	+0.3-0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 15 y 60 grados	+0.7-0.3	-0.6
Superficies inclinadas entre 60 grados y la vertical	+0.8	-0.6
El signo positivo (+) indica presión		
El signo (-) indica succión		

(NEC-11, Cargas de viento)

Para enmarcar a nuestras estructuras y escoger un valor razonable del coeficiente **C_f** se puede utilizar un valor de 1,5 (Tabla 2.2) por tratarse de estructuras expuestas, situadas en zonas rurales, próximas a escarpaduras, laderas de fuerte inclinación, desfiladeros y otros.

El valor de **C_e** (Tabla 2.3) puede ser también escogido dependiendo del entorno en el que se encuentra la parte frontal de la estructura en contraste con su altura, para ello utilizamos una tabla que nos permite observar los parámetros y escoger dicho factor.

Tabla 2.3 Coeficiente de entorno/altura C_e

Entorno del edificio	Altura elemento sobre nivel de suelo exterior (m)					
	3	5	10	20	30	50
Centro de grandes ciudades	1.63	1.63	1.63	1.63	1.68	2.15
Zonas urbanas	1.63	1.63	1.63	1.96	2.32	2.82
Zonas Rurales	1.63	1.63	1.89	2.42	2.75	3.20
Terreno abierto son obstáculos	1.64	1.93	2.35	2.81	3.09	3.47

(Internet)

Utilizando todo el proceso descrito, y los diferentes valores que constan en las diferentes tablas que hemos presentado, mostramos un cuadro con los cálculos correspondientes, el mismo que lleva a conseguir obtener la presión del viento a las diferentes alturas, de acuerdo a los requerimientos de la normativa y de la estructura misma, la cual va a estar sometida a este tipo de carga crítica durante su utilización.

Para el presente caso se va a considerar que la torre en análisis estará expuesta totalmente, es decir en un terreno abierto sin obstáculos, sin descuidar el límite inferior que debe usarse de la velocidad del viento, la misma que se indicó en párrafos anteriores:

Tabla 2.4 Cálculo de la presión del viento

Altura	σ	Vh (vel corr)	Vb (vel corr)	Cf	Ce	P	P
(m)		km/h	m/sg			N/m ²	kg/m ²
10.00	1.00	80.00	22.22	1.50	2.35	1,087.96	110.90
20.00	1.06	84.80	23.56	1.50	2.81	1,461.72	149.00
30.00	1.10	88.00	24.44	1.50	3.09	1,730.97	176.45
40.00	1.14	91.20	25.33	1.50	3.28	1,973.47	201.17

Las cargas vivas las ubicaremos en los nudos superiores, como mostraremos en los gráficos obtenidos del programa, las cargas debidas al personal de operación y mantenimiento las distribuiremos en los elementos horizontales donde se implementará una plataforma metálica, esto en el penúltimo nivel y

las de viento las asignaremos como cargas por metro lineal en las caras expuestas de todos los elementos perpendiculares a la dirección del viento
Tabla 2.5.

Tabla 2.5 Cálculo de la presión del viento sobre las diferentes secciones expuestas

P kg/m ²	CARGAS POR METRO LINEAL							
	UV 150x60x8 mm	UV 120x60x6 mm	UV 100x60x6 mm	L 100x100x5 mm	L 80x80x5 mm	L 60x60x3 mm	L 50x50x3 mm	L 40x40x3m m
110.90	16.64	13.31	11.09	11.09	8.87	6.65	5.55	4.44
149.00	22.35	17.88	14.90	14.90	11.92	8.94	7.45	5.96
176.45	26.47	21.17	17.64	17.64	14.12	10.59	8.82	7.06
201.17	30.18	24.14	20.12	20.12	16.09	12.07	10.06	8.05

Con el afán de tener valores de referencia de la presión de viento mediante la aplicación de otras normas como lo es la norma internacional TIA/EIA-222-F, para torres de telecomunicaciones, norma en la cual se debe calcular la acción del viento sobre una superficie plana y completa, de la forma de la cara expuesta de la torre y esta presión distribuirla proporcionalmente sobre los elementos constitutivo de la estructura. Para ello realizamos un cálculo, de la presión de viento para las diferentes alturas, 10, 20, 30 y 40m, que lo presentamos a continuación:

Fuerza horizontal del viento

$$F = q_z * G_H * [C_F * A_E + \Sigma(C_A * A_A)] \quad (\text{Ec. 2.3, TIA/EIA-222-F})$$

$$F = 20.390,65 \quad N = 2.078,56 \quad \text{kg}$$

$$\text{Pero no debe ser mayor que } 2 q_z G_H A_G \quad (\text{Ec. 2.4, TIA/EIA-222-F})$$

$$q_z = 0.613 K_z x V^2 = \quad 368,94 \text{ Pa} \quad (\text{Ec. 2.5, TIA/EIA-222-F})$$

$$K_z = (z/10)^{2/7} = \quad 1,22 \quad (\text{Ec. 2.6, TIA/EIA-222-F})$$

$$z = \quad 20,00 \text{ m}$$

$$V = \quad 22,22 \text{ m/sg}$$

$$G_H = 0.65 + 0.6 / (h/10)^{1/7} = 1,14 \quad (\text{Ec. 2.7, TIA/EIA-222-F})$$

$$h = 40,00 \quad \text{m}$$

$$C_F = 3.4e^2 - 4.7e + 3.4 = 2,43 \quad (\text{Ec. 2.8, TIA/EIA-222-F})$$

$$e = (A_F + A_R)/A_G = 0,25 \quad (\text{Ec. 2.9, TIA/EIA-222-F})$$

$$A_F = 22,20 \quad \text{m}^2$$

$$A_G = 88,00 \quad \text{m}^2$$

$$A_E = D_F A_F + D_R A_R R_R = 18,87 \quad \text{m}^2 \quad (\text{Ec. 2.10, TIA/EIA-222-F})$$

$$D_F = 0,85$$

$$D_R = 1,00$$

$$R_R = 0,60$$

$$C_A = 1,40$$

$$A_A = 0,45$$

$$No. = 4,00$$

$$F \leq 2 q_z G_H A_G = 74.167,29$$

$F = 20.390,65 \text{ N} < 74.167,29$, por lo tanto cumple con la condición inicial

AL disponer de la fuerza ejercida por el viento y las áreas tanto de los elementos como del total de la cara expuesta podemos calcular la carga por unidad de área, obteniéndose los siguientes valores:

$$p_F = 20.390,65/22.20 = 93.63 \text{ kg/m}^2$$

$$p_G = 20.390,65/88.00 = 23.62 \text{ kg/m}^2$$

Asumimos entonces la presión de 93.63 kg/m², por ser la mayor de las dos y elaboramos un cuadro similar a aquel generado para la norma ecuatoriana.

Tabla 2.6 Cálculo de la presión del viento sobre las diferentes secciones expuestas TIA/EIA

P kg/m ²	CARGAS POR METRO LINEAL							
	UV 150*60*6 mm	UV 120*60*6 mm	UV 100*60*6 mm	L 100X100X6 mm	L 80X80X5 mm	L 60X60X3 mm	L 50X50X3 mm	L 40X40X3 mm
93,63	14,04	11,24	9,36	9,36	7,49	5,62	4,68	3,75
93,63	14,04	11,24	9,36	9,36	7,49	5,62	4,68	3,75
93,63	14,04	11,24	9,36	9,36	7,49	5,62	4,68	3,75
93,63	14,04	11,24	9,36	9,36	7,49	5,62	4,68	3,75

Describimos ahora los componentes de las expresiones utilizadas en el cálculo de fuerza de viento mediante la TIA/EIA-222-F:

F = Fuerza horizontal aplicada a una sección de la estructura

q_z = Presión de velocidad

K_z = Coeficiente de exposición

z = Altura por encima del nivel del terreno hasta el punto medio de la sección, accesorio o guía

V = Velocidad básica del viento correspondiente a la ubicación de la estructura

G_H = Factor de ráfaga para velocidad máxima del viento en una milla

h = Altura total de la estructura

C_F = Coeficiente de fuerza de la estructura

e = Relación de solidez

A_F = Área proyectada de los componentes planos en una cara

A_G = Área bruta de una cara de la torre, determinada como si la cara fuera maciza

A_E = Área proyectada efectiva de los componentes estructurales en una cara

D_F = Factor de dirección del viento para componentes estructurales planos

D_R = Factor de dirección del viento para componentes estructurales circulares

R_R = Factor de reducción para componentes estructurales circulares

C_A = Coeficiente de fuerza para accesorio lineal o puntual

A_A = Área proyectada de un accesorio lineal

Como resultado de estos cálculos, concluimos que los valores de presión de viento obtenidos mediante la NEC-11, resultan ser mayores que los obtenidos mediante la norma internacional TIA/EIA. Utilizamos entonces aquellos valores

mayores de acuerdo a la Tabla 2.5, con el fin de mantener un margen de seguridad en la aplicación de las cargas.

Aplicamos entonces como carga distribuida uniformemente sobre cada elemento que conforma una cara de la torre que se encuentra perpendicular a la dirección del viento dependiendo de la altura y del ancho del ala de los perfiles.

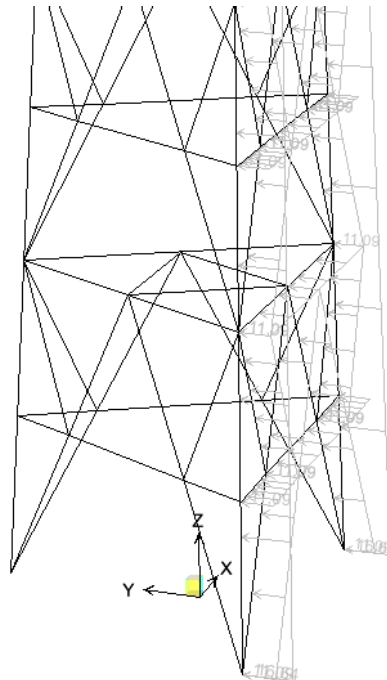


Imagen 2.11 Cargas por viento

2.2.4.- Cargas sísmicas

Las cargas horizontales debido a la acción sísmica las aplicamos mediante la forma que por defecto presenta el propio programa SAP2000, es decir utilizando *Define/User coefficient* en la ventana *Load Patterns*, opción en la cual es necesario ingresar un coeficiente de corte basal que lo asumimos 0.12 para este caso particular, como un porcentaje del peso de la estructura, luego el programa calcula las fuerzas horizontales y las aplica a los diferentes nudos de los diferentes niveles de la torre:

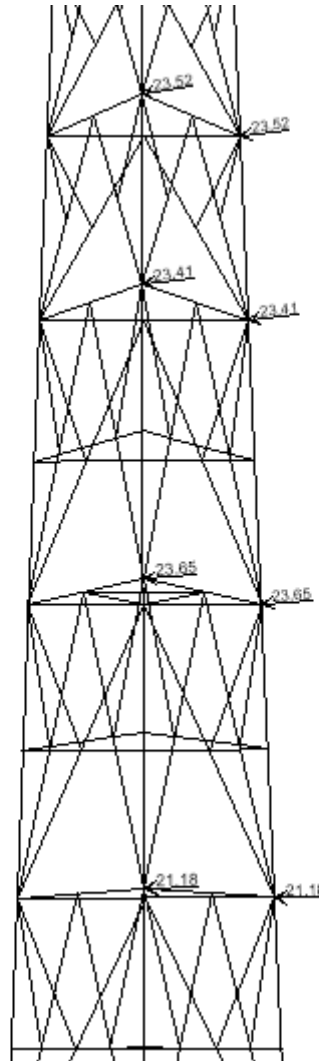


Imagen 2.12 Aplicación de cargas sísmicas en los nudos

2.3.- ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA TORRE

Ahora que se tienen ya calculadas las cargas tanto verticales como horizontales, es posible ingresarlas en el programa SAP2000 y aplicarlas en el modelo adoptado y generado, ya sea en los nudos o en las barras de forma uniforme, ellas son: **Muerta**, **Viva**, **Viento** Y **Sismo**.

2.3.1.- Combinaciones de carga

Para que el modelo en mención muestre su comportamiento en base a la aplicación de las cargas ingresamos combinaciones de carga recomendadas cuando el diseño se lo realizará mediante el método LRFD, estas combinaciones son:

COMB1	1.4 M
COMB2	1.2 M + 1.6 V
COMB3	1.4 M + 1.6 Vi + 1 V
COMB4	1.3 M + 1 S + 1 V
COMB5	1.3 M - 1 S + 1 V
COMB6	0.9 M + 1.6 Vi
COMB7	0.9 M - 1.6 Vi
COMB10	Envolvente

En donde:

M = Carga muerta

V = Carga viva

Vi = Carga de viento

S = Carga sísmica (estática)

2.3.2.- Identificación de barras y nudos

En la siguiente gráfica se pueden ver los nudos y los elementos “frame” numerados, lo cual nos sirve para identificarlos al momento de observar y analizar los resultados para proceder a realizar el diseño de cada elemento constitutivo de la torre en estudio, sus uniones, placas y otros elementos. EL programa SAP2000 permite realizar esta identificación gracias a su gran número de herramientas útiles que facilitan el proceso de cálculo mediante la identificación de barras y nudos numerados. Imagen 2.13, Imagen 2.14.

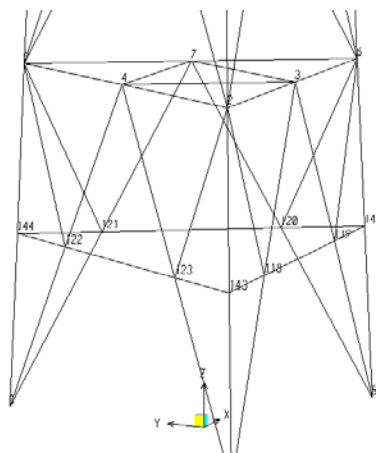


Imagen 2.13 Numeración de nudos

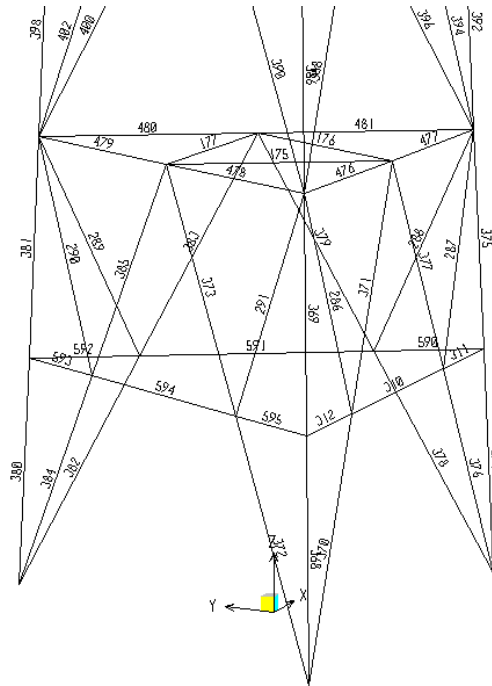


Imagen 2.14 Numeración de barras

Teniendo ingresado en el programa la geometría de la torre, el tipo de material a utilizar, las secciones transversales de los elementos, las cargas horizontales, condiciones de apoyo articuladas, le ordenamos al programa que libere los nudos de unión de elementos, es decir le pedimos que anule los momentos en los nudos, para que a ellos llegue únicamente carga axial y no momento, no así en el resto del elemento en el que se encontrarán todo tipo de esfuerzos, procedemos entonces a realizar un análisis de la estructura, considerando las hipótesis de carga ya definidas.

Con la finalidad de realizar una comprobación del ingreso de los elementos metálicos de la torre y de su disposición dentro de ella así como de su simetría, pedimos al programa que nos muestre las reacciones en los apoyos articulados de la base y estos deben ser; si no iguales, bastante similares, lo cual se muestra en la Imagen 2.15:

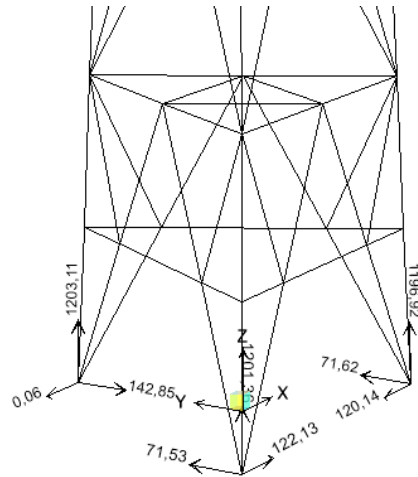


Imagen 2.15 Reacciones en la base de la estructura

2.3.3.- Obtención y análisis de resultados

Luego de analizado el modelo de la torre ingresado en el programa, éste arroja un listado enorme de resultados, los cuales ameritan un análisis, los cuales deben ser totalmente coherentes con la propia geometría, cargas ingresadas en uno u otro sentido y sus deformaciones respectivas, se obtienen valores de deformaciones de nudos, esfuerzos axiales, momentos flectores, esfuerzos de torsión, etc., los mismos que mostraban un comportamiento bastante cercano a la realidad. Los esfuerzos que se obtienen en esta etapa son aquellos que servirán posteriormente para realizar un diseño de todos y cada uno de los elementos que forman la estructura de la torre.

Es posible también observar cómo se deformará la estructura y obtenemos lecturas de la deformación, sobre todo del último módulo, es decir al nivel +40, parámetro sumamente importante en este tipo de estructuras, ya que si su deformación es excesiva, las antenas de telecomunicaciones podrían salir de la posición necesaria para captar las ondas o enlaces con otros elementos similares, entonces por la naturaleza del servicio que se proveerá con los equipos mencionados, en este estudio, nos hemos planteado hacer que la deformación no supere del 1% de la altura de la torre, es decir que no vaya más allá de 40cm, esta información de la deflexión máxima se la obtuvo de ciertas normativas que se usan en la empresa ETAPA EP.

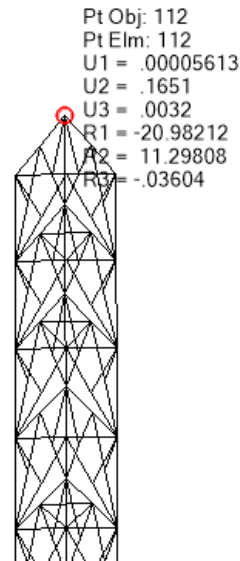


Imagen 2.16. Desplazamiento de la torre

Vemos que la deformación es de 0.165m con la aplicación de la fuerza de viento únicamente (Imagen 2.16) y de 0.264m con la combinación envolvente, esto nos indica que estamos dentro de parámetros aceptables para no interferir con las señales de onda de telecomunicaciones.

2.3.4.- Diseño de los perfiles

Al disponer el programa una herramienta que permite el diseño de los elementos metálicos, se la utiliza y nos deja ver mediante una escala de colores o mediante valores, cuales son los elementos que son capaces de soportar el estado de cargas al que se sometió el modelo y cuáles no. Habiendo identificado a aquellos elementos que no cumplen con su función de resistir los esfuerzos producidos por las cargas, se inicia un proceso iterativo generando nuevas secciones con mayor capacidad soportante y asignando a aquellos elementos deficientes nuevas secciones, este procedimiento se lo realizó reiterativamente hasta obtener una situación estructural que responda a los requerimientos establecidos. Vale aclarar que el programa utilizado, SAP2000 utiliza como método de diseño el LRFD (Diseño en base a Factores de Carga y Resistencia) y como normas el AISC (American Institute of Steel Construction), creemos conveniente proceder a diseñar, pues los espesores de los elementos en su mayoría superan los 4mm y es factible realizar dicho diseño mediante el método y normas mencionadas.

Paralelamente al diseño, es decir luego de cambiar la sección transversal de ciertas barras constitutivas de la torre debido a la falta o exceso de área en sus secciones transversales, que también sucede en un proceso de diseño porque también hay barras que a veces se sobredimensionan y provocan un desperdicio de material, se van realizando los re-cálculos del peso de la estructura y su redistribución de esfuerzos, hasta que se llega a determinar un estado óptimo de trabajo de los elementos y de la estructura en general.

Luego de diferentes iteraciones, cambios de secciones de ciertos perfiles que se encontraban sobre esforzados, ya sea con axiales, momentos o torsión, llegamos a determinar un diseño definitivo cuyos elementos se los detallará en un plano adjunto **ANEXO 1**, con ello hemos podido llegar a obtener un diseño depurado de la torre donde ningún elemento presenta comentarios ni aviso de errores, lo que nos hace concluir que hemos llegado a una solución aceptable y coherente.

Si bien el programa SAP2000 nos ha permitido obtener las dimensiones de las secciones transversales de los elementos constitutivos de la torre metálica auto-soportada de 40m de altura, o sea ha llegado a mostrar que las secciones brutas o del tramo alejado a los apoyos, son suficientes para absorber los esfuerzos provocados por las cargas aplicadas, es necesario que se proceda a realizar un cálculo exclusivo de las uniones entre perfiles metálicos mediante el cálculo en secciones netas y para el esfuerzo del acero a la rotura F_u .

2.3.5.- Uniones

La casi totalidad de las estructuras metálicas están formadas por diferentes elementos, o perfiles simples, que se unen entre sí para formar las estructuras. Esta resistencia global solo se podrá lograr si garantizamos la correcta unión de los elementos y la transmisión de esfuerzos de unos a otros.

Cualquier unión es siempre un punto delicado en una estructura metálica y por ello es necesario preverlas todas en el proyecto, no autorizando durante su ejecución más empalmes y uniones que aquellos que se especifique, y en los

sitios que se hayan definido. Como es natural, esta recomendación es fundamental para los empalmes, ya que las uniones entre barras, dan lugar a los nudos y estos siempre deben tener una situación clara y perfectamente definida.

El diseño de las uniones se las realiza para la fractura o rotura en la sección neta efectiva de los elementos estructurales:

$$P_n = F_u * A_e \quad (\text{Ec. 2.11, AISC D2-2})$$

$$\phi_t = 0.75$$

$$A_e = A_n * U \quad (\text{Ec. 2.12, AISC D3-1})$$

Se procede al diseño de varios nudos, los mismos que se generalizarán para aquellas uniones de similar conformación hasta el nivel en el cual cambia la geometría de la torre, el diseño se realiza en las uniones de la parte baja de la torre, como es el nudo articulado de la base y varios otros que soportan esfuerzos altos, según el siguiente gráfico:

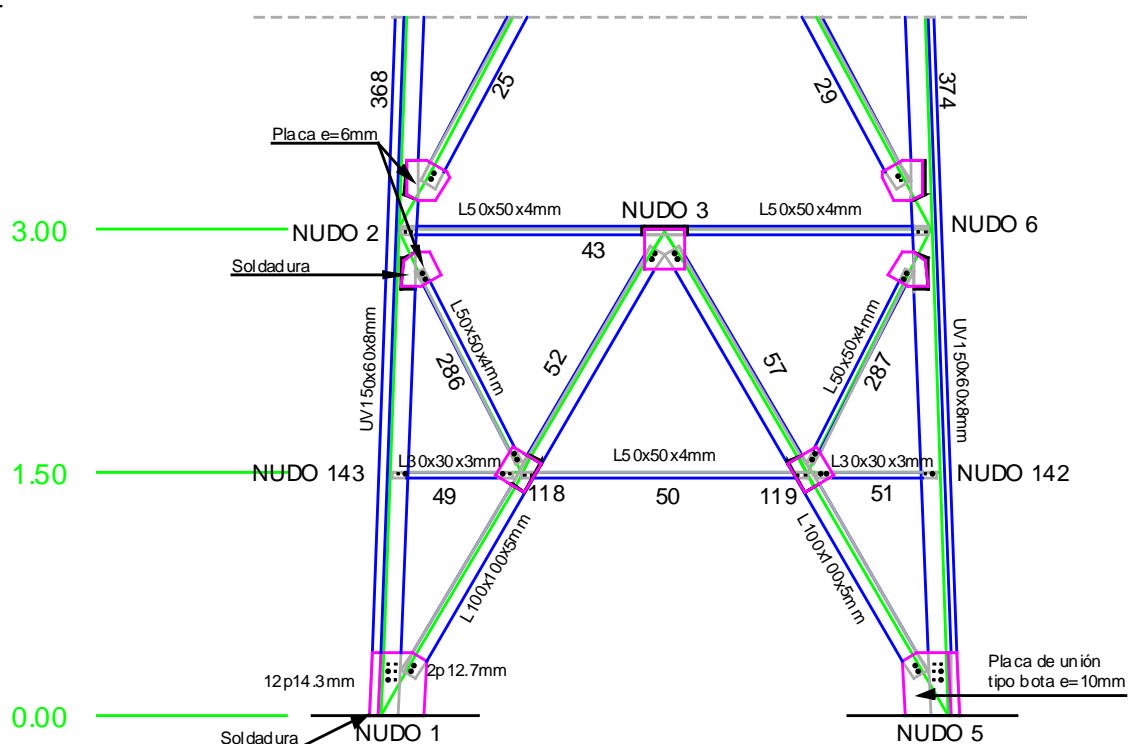


Imagen 2.17 Uniones

Como se puede ver en este gráfico, los ejes centroidales de todos y cada uno de los elementos constitutivos de la estructura que nos encontramos analizando concurren en un punto y es de la forma que debe también construirse, caso contrario en los diseños de las uniones deben tenerse presente las excentricidades producidas por no cumplir tal condición y los consecuentes momentos que se generan en las zonas de uniones de elementos cargados axialmente, debiéndose tomar las precauciones necesarias las mismas que repercuten en las dimensiones de los perfiles y en el diseño de las uniones. Estos esfuerzos que se generan por excentricidades pueden requerir mayor sección transversal de elementos, mayores longitudes de soldadura o mayor número de pernos, según sea el caso.

Partiendo de la modelación realizada en SAP2000, es decir, cuando se liberaron los nudos o se impidió que éstos absorban momentos, denunciamos que las uniones serán diseñadas como flexibles, es decir los esfuerzos predominantes bajo los cuales se diseñaron los elementos, son los de axial y cortante. Las conexiones flexibles deben ser capaces de soportar las rotaciones de esos elementos en sus extremos.

Para proceder con los diseños de las uniones de los diferentes elementos, antes definiremos el tipo de pernos a ser utilizados en ellas, es decir usaremos pernos de alta resistencia que deben cumplir con ASTM-A325. Todas las superficies de la junta cuando es ensamblada, incluyendo aquellas adyacentes a las arandelas, deben estar libres de escamas, excepto las escamas de fábrica. Todos los pernos deben ser apretados a una tensión de perno, no menor que la entregada en la siguiente tabla J3.1M perteneciente a la imagen 2.18, que se indica a continuación. Con la excepción antes mencionada, se debe asegurar la instalación, por cualquiera de los siguientes métodos: método del giro de la tuerca, un indicador de tensión directo, llave calibrada o diseño alternativo. La condición de apriete ajustado se define como la más firme alcanzada, tanto por pequeños impactos de una llave de impacto o por el máximo esfuerzo de un trabajador con una llave de palanca corriente que permite que las piezas conectadas queden en contacto firme. Se deben

identificar claramente aquellos pernos que serán sujetos a apriete ajustado en los planos de diseño y de montaje.

Se permite que los pernos sean apretados en exceso respecto de la condición de apriete ajustado, si se especifica este tipo de apriete en los pernos (AISC 2005)

Tabla J3.1 M Pretensión Mínima de Pernos, kN*		
Tamaño Perno, mm	Pernos A325	Pernos A490
M 16	91	114
M 20	142	179
M 22	176	221
M 24	205	257
M 27	267	334
M 30	326	408
M 36	475	596
* Igual a 0.70 veces la resistencia última de los pernos, redondeada al valor entero más cercano, tal como lo especifican las Especificaciones ASTM para pernos A325 y A490 con hilo UNC.		

Imagen 2.18 Pretensión de pernos AISC-2005

2.3.5.1.- Tamaños y Uso de las Perforaciones

Los tamaños máximos de perforaciones para pernos se entregan en la tabla J3.3 M de la imagen 2.19, de las especificaciones y comentarios para diseño de edificios de acero. Excepto en el caso de detalles de placa base de columnas, en los cuales se permiten perforaciones más grandes, pues se requieren una mayor tolerancia, para la ubicación de los pernos de anclaje en las fundaciones de concreto. Se deben proveer perforaciones estándar o perforaciones de ranura corta transversal a la dirección de la carga, a menos que el ingeniero estructural autorizare o apruebe por escrito perforaciones sobre medida, perforaciones de ranura corta paralela a la dirección de la carga o perforaciones de ranura larga. Se permiten perforaciones sobremedida en cualquiera o todas las piezas de conexiones de deslizamiento crítico, sin embargo, estas no deben ser utilizadas en conexiones de tipo aplastamiento.

Se deben instalar arandelas o golillas endurecidas en perforaciones sobremedida en la pieza exterior.

Se permiten perforaciones de ranura corta en cualquiera o todas las piezas de conexiones de deslizamiento crítico o de tipo aplastamiento. (AISC 2005).

Tabla J 3.3 M Dimensiones de Agujero Nominal, mm				
Diámetro Perno	Dimensiones Agujero			
	Estándar (Dia.)	Sobremedida (Dia.)	Ranura Corta (Ancho x Largo)	Ranura Larga (Ancho x Largo)
M16	18	20	18 x 22	18 x 40
M20	22	24	22 x 26	22 x 50
M22	24	28	24 x 30	24 x 55
M24	27 [a]	30	27 x 32	27 x 60
M27	30	35	30 x 37	30 x 67
M30	33	38	33 x 40	33 x 75
≥ M36	$d + 3$	$d + 8$	$(d + 3) \times (d + 10)$	$(d + 3) \times 3.5d$
[a] Espacio entregado para permitir la utilización si se desea de un perno de 1-in.				

Imagen 2.19 Dimensiones de agujero nominal AISC-2005

2.3.5.2.- Espaciamiento Mínimo

La distancia entre centros de perforaciones estándar, sobre medidas o ranuradas, no debe ser menor que 2-2/3 veces el diámetro nominal d , del conector, sin embargo se prefiere una distancia de $3d$.

2.3.5.3.- Distancia Mínima al Borde

La distancia desde el centro de una perforación estándar hasta el borde de una parte conectada en cualquier dirección no debe ser menor que el valor aplicable de la Tabla J3.4 y J3.4 M, de la imagen 2.20, de las especificaciones y comentarios para diseño de edificios de acero, las distancias de borde de esta tabla son distancias de borde mínimas basadas en prácticas de fabricación estándar y tolerancias de trabajo.

2.3.5.4.- Distancias a los Bordes y Espaciamiento Máximo

La distancia máxima desde el centro de cualquier perno hasta el borde más cercano de partes en contacto debe ser 12 veces el espesor de la parte conectada bajo consideración, pero no debe exceder de 150mm. El espaciamiento longitudinal de los conectores entre elementos en contacto continuo consistentes de un perfil o dos placas debe ser la siguiente:

- a) Para miembros pintados o sin pintar no sujetos a corrosión, el espaciamiento no debe exceder de 24 veces el espesor de la plancha más delgada o 305mm.
- b) Para miembros sin pintar de acero de alta resistencia a la corrosión atmosférica, el espaciamiento no debe exceder de 14 veces el espesor de la placa mas delgada o 180mm. (AISC 2005).

La distancia mínima desde el centro de una perforación estándar hasta el borde de una parte conectada en cualquier dirección no debe ser menor que el valor aplicable de la tabla J3-4M de la Imagen 2.20.

Las condiciones de distancias mínimas y máximas desde el centro de una perforación hasta el borde de las partes conectadas deben siempre cumplirse con el fin de evitar esfuerzos excesivos y posibles desgarramientos del material que se conecta, al momento aplicar las cargas o cuando se encuentren sometidos a diferentes esfuerzos.

Tabla J 3.4 M Distancia Mínima al Borde^[a], mm, desde el Centro del Agujero Estándar^[b] hasta el Borde de la Parte Conectada		
Diámetro Perno (in)	En bordes aserrados	En bordes laminados de Planchas, Perfiles o Barras, o en bordes por corte térmico^[c]
16	28	22
20	34	26
22	38 ^[d]	28
24	42 ^[d]	30
27	48	34
30	52	38
36	64	46
Sobre 36	1.75 <i>d</i>	1.25 <i>d</i>
<p>^[a] Se permite utilizar distancias de borde menor provisto que se satisfacen las disposiciones de la Sección J3.10, de forma apropiada.</p> <p>^[b] Para agujeros sobretamaño y ranurados, ver la Tabla J3.5M.</p> <p>^[c] Se permite que todas las distancias de borde en esta columna sean reducidas 3 mm cuando el agujero está en un punto donde la resistencia requerida no exceda de 25% de la resistencia máxima en el elemento.</p> <p>^[d] Se permite que estas sean 3 mm en ambos extremos de los ángulos de conexión de vigas y en placas de cabeza de corte.</p>		

Imagen 2.20 Distancia mínima al borde AISC-2005

Con todo lo expresado en lo referente a conexiones, podemos iniciar a calcular aquellas ubicadas en la parte baja de la estructura, es decir las uniones de arranque y las subsiguientes, esto con la premisa de que en la parte más baja de la torre se encuentran los elementos metálicos con mayores esfuerzos axiales y que mayor sección transversal necesitaron para cumplir con las solicitaciones ingresadas al modelo. Por ello procedemos a realizar los cálculos realizando las diferentes comprobaciones de estos elementos, en la zona de área neta, dichas comprobaciones son:

- Resistencia de Aplastamiento de Perforaciones de Pernos
- Resistencia de Elementos en Corte
- Rotura en Area Neta de la Plancha
- Resistencia del Bloque de Cortante

Una comprobación adicional que es necesario realizar, en los elementos denominados principales como por ejemplo los montantes y aquellos a los cuales llegan perfiles secundarios horizontales, verticales y/o transversales, es

la de tracción en zonas perforadas provocadas al momento de diseñar las uniones.

2.3.5.5.- Resistencia de Aplastamiento de Perforaciones de Pernos

La resistencia de aplastamiento disponible, ϕR_n , en perforaciones de pernos debe ser determinada para el estado límite de aplastamiento como se muestra a continuación:

$$\phi = 0.75$$

- Para un perno en una conexión con perforaciones estándar, sobre medidas y de ranura corta, independiente de la dirección de la carga, o en perforaciones de ranura larga con la ranura paralela a la dirección de la fuerza de aplastamiento:
- Cuando la deformación en la perforación del perno bajo cargas de servicio se considera en el diseño, esto es:

$$R_n = 1.2 L_c t F_u < = 2.4 d t F_u \quad (\text{Ec. 2.13, AISC J3-6a})$$

Que es la condición que se le asignará al caso que nos encontramos estudiando.

- Cuando la deformación en la perforación del perno bajo cargas de servicio no se considera en el diseño:

$$R_n = 1.5 L_c t F_u < = 3 d t F_u \quad (\text{Ec. 2.14, AISC J3-6b})$$

d = diámetro nominal del perno, cm, mm

F_u = resistencia última mínima especificada del material conectado, kgf/cm², Mpa

L_c = distancia libre, en la dirección de la carga, entre borde de la perforación y el borde de la perforación adyacente o borde del material, cm, mm

t = espesor del material conectado, cm (mm)

La resistencia al aplastamiento de las conexiones debe ser tomada como la suma de las resistencias de aplastamiento de los pernos individuales.

2.3.5.6.- Rotura en Área Neta de la Plancha

La resistencia de diseño en tracción $\phi_t P_n$, de miembros solicitados a tracción debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límites de fluencia en tracción en la sección bruta y fractura en la sección neta. Siendo este último el que calcularemos para el caso que nos ocupa.

$$P_n = F_u * A_e \quad (\text{Ec. 2.15, AISC, J4-2})$$

$$\phi_t = 0.75$$

$$A_e = A_n * U \quad (\text{Ec. 2.16, AISC D3-1})$$

$$A_n = A_g - \Sigma(D*t) \quad (\text{Ec. 2.17 AISC})$$

D = diámetro estándar de la perforación, cm, mm

A_g = Área bruta del miembro

A_n = Área neta del miembro

F_y = Tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado
kgf/cm², Mpa

F_u = Tensión última mínima especificada del tipo de acero utilizado, kgf/cm²,
Mpa

t = espesor de la plancha unida, cm, mm

̄ = excentricidad de la conexión, cm, mm

L = Longitud de conexión, cm, mm

2.3.5.7- Resistencia del Bloque de Cortante

La resistencia disponible para el estado límite de bloque de corte a lo largo de la trayectoria de falla por corte y una trayectoria perpendicular de falla por tracción debe tomarse como:

$$R_n = 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} < = 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \quad (\text{Ec. 2.18, AISC J4-5})$$

$$\phi = 0.75$$

Donde,

A_{gv} = Area bruta solicitada a corte, cm², mm²

A_{nt} = Area neta solicitada a tracción, cm², mm²

A_{nv} = Area neta solicitada a corte, cm², mm²

Cuando la tensión de tracción es uniforme, $U_{bs} = 1$, si la tensión de tracción no es uniforme, $U_{bs} = 0.50$.

Todas las expresiones y conceptos provienen del AISC 2005.

A continuación se procede con los cálculos de los diferentes estados límites descritos anteriormente, para determinar si los perfiles diseñados y obtenidos del software utilizado, son capaces de absorber las tensiones que se generan en zonas de unión, a sabiendas que en esos lugares existen perforaciones de perfiles y disminuyen las secciones de los elementos:

DISEÑO DE NUDO 1, 8, 5		Axial necesario	32694 kg	Perfil UV150x60x8mm	
RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO DE PERFORACIONES DE PERNOS	RESISTENCIA DE ELEMENTOS EN CORTE	ROTURA EN AREA NETA DE LA PLANCHA		RESISTENCIA DEL BLOQUE DE CORTANTE	
$\phi = 0,75$		$\phi = 0,75$		$\phi = 0,75$	
$F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$		$A_g = 28,06 \text{ cm}^2$		$y = 6,00 \text{ cm}$	
$d = 1,43 \text{ cm}$	$\phi = 0,75$	$d = 1,43 \text{ cm}$		$x = 10,00 \text{ cm}$	
$L_{c \text{ ext}} = 6,33 \text{ cm}$	$F_{nv} = 3.360,00 \text{ kg/cm}^2$	$t = 0,80 \text{ cm}$		$L_a = 30,00 \text{ cm}$	
$L_{c \text{ int}} = 3,07 \text{ cm}$	$A_b = 1,61 \text{ cm}^2$	$n_p \text{ linea} = 2,00 \text{ u}$		$t = 0,80 \text{ cm}$	
$t = 0,80 \text{ cm}$	$\#p_c = 12,00 \text{ u}$	$\bar{x} = 6,00 \text{ cm}$		$d = 1,43 \text{ cm}$	
$n_{p \text{ ext}} = 8,00 \text{ u}$		$L = 9,00 \text{ cm}$		$F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$	
$n_{p \text{ int}} = 4,00 \text{ u}$		$F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$		$F_y = 2.549,00 \text{ kg/cm}^2$	
$R_{n \text{ ext}} = 68.859,65$		$A_e = 15,12 \text{ cm}^2$		$A_{gv} = 5,72 \text{ cm}^2$	
$R_{n \text{ int}} = 34.429,82$		$A_n = 25,20 \text{ cm}^2$		$A_{nt} = 11,43 \text{ cm}^2$	
		$D = 1,79 \text{ cm}$		$A_{nv} = 4,00 \text{ cm}^2$	
		$U = 0,60$		$U_{bs} = 1,00$	
		$n \text{ caras conec} = 2,00$			
$R_n = 103.289,47 \text{ kg}$	$R_n = 48.567,23 \text{ kg}$	$R_n = 94.787,35 \text{ kg}$		$R_n = 42.387,91 \text{ kg}$	

$R_n = 42.387,91$ CUMPLE

DISEÑO DE NUDO 1, 8, 5 Elementos 52, 54, 57, 60, 63,66
Axial necesario 3082 kg Perfil L100x100x5mm

RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO DE PERFORACIONES DE PERNOS	RESISTENCIA DE ELEMENTOS EN CORTE	ROTURA EN AREA NETA DE LA PLANCHAS	RESISTENCIA DEL BLOQUE DE CORTANTE
$\phi = 0,75$ $F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$ $d = 1,27 \text{ cm}$ $L_c = 2,50 \text{ cm}$ $t = 0,50 \text{ cm}$ $np = 2,00 \text{ u}$	$\phi = 0,75$ $F_{nv} = 3.360,00 \text{ kg/cm}^2$ $Ab = 1,27 \text{ cm}^2$ $\#pc = 2,00 \text{ u}$	$\phi = 0,75$ $Ag = 9,59 \text{ cm}^2$ $d = 1,27 \text{ cm}$ $t = 0,50 \text{ cm}$ $np \text{ linea} = 1,00 \text{ u}$ $\bar{x} = 2,73 \text{ cm}$ $L = 4,00 \text{ cm}$ $F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$ $A_e = 5,27 \text{ cm}^2$ $A_n = 8,78 \text{ cm}^2$ $D = 1,63 \text{ cm}$ $U = 0,60$ $n \text{ caras conec} = 1,00$	$\phi = 0,75$ $y = 2,73 \text{ cm}$ $x = 2,73 \text{ cm}$ $La = 10,00 \text{ cm}$ $t = 0,50 \text{ cm}$ $d = 1,27 \text{ cm}$ $F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$ $F_y = 2.549,00 \text{ kg/cm}^2$ $Ag_v = 3,18 \text{ cm}^2$ $Ant = 2,18 \text{ cm}^2$ $An_v = 2,22 \text{ cm}^2$ $U_{bs} = 1,00$
Rn = 9.405,00 kg	Rn = 6.384,51 kg	Rn = 16.505,78 kg	Rn = 10.484,02

Rn = 6.384,51 CUMPLE

DISEÑO DE NUDO 142, 143, 144 Elementos 72, 74, 77,49, 51, 69
Axial necesario 260 kg Perfil L30x30x3mm

RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO DE PERFORACIONES DE PERNOS	RESISTENCIA DE ELEMENTOS EN CORTE	ROTURA EN AREA NETA DE LA PLANCHAS	RESISTENCIA DEL BLOQUE DE CORTANTE
$\phi = 0,75$ $F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$ $d = 1,27 \text{ cm}$ $L_c = 2,50 \text{ cm}$ $t = 0,30 \text{ cm}$ $np = 2,00 \text{ u}$	$\phi = 0,75$ $F_{nv} = 3.360,00 \text{ kg/cm}^2$ $Ab = 1,27 \text{ cm}^2$ $\#pc = 2,00 \text{ u}$	$\phi = 0,75$ $Ag = 1,65 \text{ cm}^2$ $d = 1,27 \text{ cm}$ $t = 0,30 \text{ cm}$ $np \text{ linea} = 1,00 \text{ u}$ $\bar{x} = 0,89 \text{ cm}$ $L = 4,00 \text{ cm}$ $F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$ $A_e = 0,85 \text{ cm}^2$ $A_n = 1,16 \text{ cm}^2$ $D = 1,63 \text{ cm}$ $U = 0,73$ $n \text{ caras conec} = 1,00$	$\phi = 0,75$ $y = 0,89 \text{ cm}$ $x = 0,89 \text{ cm}$ $La = 3,00 \text{ cm}$ $t = 0,30 \text{ cm}$ $d = 1,27 \text{ cm}$ $F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$ $F_y = 2.549,00 \text{ kg/cm}^2$ $Ag_v = 1,91 \text{ cm}^2$ $Ant = 0,26 \text{ cm}^2$ $An_v = 1,33 \text{ cm}^2$ $U_{bs} = 1,00$
Rn = 5.643,00 kg	Rn = 6.384,51 kg	Rn = 2.667,93 kg	Rn = 2.998,66

Rn = 2.667,93 CUMPLE

DISEÑO DE NUDO 118, 119, 120, 121, 122, 123 Elementos 72, 74, 77,49, 51, 69
Axial necesario 260 kg Perfil L30x30x3mm

RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO DE PERFORACIONES DE PERNOS	RESISTENCIA DE ELEMENTOS EN CORTE	ROTURA EN AREA NETA DE LA PLANCHAS	RESISTENCIA DEL BLOQUE DE CORTANTE
$\phi = 0,75$ $F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$ $d = 1,27 \text{ cm}$ $L_c = 2,50 \text{ cm}$ $t = 0,30 \text{ cm}$ $np = 2,00 \text{ u}$	$\phi = 0,75$ $F_{nv} = 3.360,00 \text{ kg/cm}^2$ $Ab = 1,27 \text{ cm}^2$ $\#pc = 2,00 \text{ u}$	$\phi = 0,75$ $Ag = 1,65 \text{ cm}^2$ $d = 1,27 \text{ cm}$ $t = 0,30 \text{ cm}$ $np \text{ linea} = 1,00 \text{ u}$ $\bar{x} = 0,89 \text{ cm}$ $L = 4,00 \text{ cm}$ $F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$ $A_e = 0,85 \text{ cm}^2$ $A_n = 1,16 \text{ cm}^2$ $D = 1,63 \text{ cm}$ $U = 0,73$ $n \text{ caras conec} = 1,00$	$\phi = 0,75$ $y = 0,89 \text{ cm}$ $x = 0,89 \text{ cm}$ $La = 3,00 \text{ cm}$ $t = 0,30 \text{ cm}$ $d = 1,27 \text{ cm}$ $F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$ $F_y = 2.549,00 \text{ kg/cm}^2$ $Ag_v = 1,91 \text{ cm}^2$ $Ant = 0,26 \text{ cm}^2$ $An_v = 1,33 \text{ cm}^2$ $U_{bs} = 1,00$
Rn = 5.643,00 kg	Rn = 6.384,51 kg	Rn = 2.667,93 kg	Rn = 2.998,66

Rn = 2.667,93 CUMPLE

DISEÑO DE NUDO 118, 119, 120, Elementos diagonales 289, 290, 286, 291, 287, 288

121, 122, 123	Axial necesario	1480 kg	Perfil L50x50x4mm
RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO DE PERFORACIONES DE PERNOS	RESISTENCIA DE ELEMENTOS EN CORTE	ROTURA EN AREA NETA DE LA PLANCHAS	RESISTENCIA DEL BLOQUE DE CORTANTE
$\phi = 0,75$ $F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$ $d = 1,27 \text{ cm}$ $L_c = 2,50 \text{ cm}$ $t = 0,40 \text{ cm}$ $np = 2,00 \text{ u}$	$\phi = 0,75$ $F_{nv} = 3.360,00 \text{ kg/cm}^2$ $Ab = 1,27 \text{ cm}^2$ $\#pc = 2,00 \text{ u}$	$\phi = 0,75$ $Ag = 3,74 \text{ cm}^2$ $d = 1,27 \text{ cm}$ $t = 0,40 \text{ cm}$ $np \text{ linea} = 1,00 \text{ u}$ $\bar{x} = 1,43 \text{ cm}$ $L = 4,00 \text{ cm}$ $F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$ $A_e = 1,85 \text{ cm}^2$ $A_n = 3,09 \text{ cm}^2$ $D = 1,63 \text{ cm}$ $U = 0,60$ $n \text{ caras conec} = 1,00$	$\phi = 0,75$ $y = 1,43 \text{ cm}$ $x = 1,43 \text{ cm}$ $La = 5,00 \text{ cm}$ $t = 0,40 \text{ cm}$ $d = 1,27 \text{ cm}$ $F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$ $F_y = 2.549,00 \text{ kg/cm}^2$ $Ag_v = 2,54 \text{ cm}^2$ $Ant = 0,75 \text{ cm}^2$ $An_v = 1,78 \text{ cm}^2$ $Ubs = 1,00$
Rn = 7.524,00 kg	Rn = 6.384,51 kg	Rn = 5.808,53 kg	Rn = 5.252,22

Rn = 5.252,22 CUMPLE

DISEÑO DE NUDO 118, 119, 120, Elementos horizontales 71, 75, 50

121, 122, 123	Axial necesario	1485 kg	Perfil L50x50x4mm
RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO DE PERFORACIONES DE PERNOS	RESISTENCIA DE ELEMENTOS EN CORTE	ROTURA EN AREA NETA DE LA PLANCHAS	RESISTENCIA DEL BLOQUE DE CORTANTE
$\phi = 0,75$ $F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$ $d = 1,27 \text{ cm}$ $L_c = 2,50 \text{ cm}$ $t = 0,40 \text{ cm}$ $np = 2,00 \text{ u}$	$\phi = 0,75$ $F_{nv} = 3.360,00 \text{ kg/cm}^2$ $Ab = 1,27 \text{ cm}^2$ $\#pc = 4,00 \text{ u}$	$\phi = 0,75$ $Ag = 3,74 \text{ cm}^2$ $d = 1,27 \text{ cm}$ $t = 0,40 \text{ cm}$ $np \text{ linea} = 1,00 \text{ u}$ $\bar{x} = 1,43 \text{ cm}$ $L = 4,00 \text{ cm}$ $F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$ $A_e = 1,85 \text{ cm}^2$ $A_n = 3,09 \text{ cm}^2$ $D = 1,63 \text{ cm}$ $U = 0,60$ $n \text{ caras conec} = 1,00$	$\phi = 0,75$ $y = 1,43 \text{ cm}$ $x = 1,43 \text{ cm}$ $La = 5,00 \text{ cm}$ $t = 0,40 \text{ cm}$ $d = 1,27 \text{ cm}$ $F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$ $F_y = 2.549,00 \text{ kg/cm}^2$ $Ag_v = 2,54 \text{ cm}^2$ $Ant = 0,75 \text{ cm}^2$ $An_v = 1,78 \text{ cm}^2$ $Ubs = 1,00$
Rn = 7.524,00 kg	Rn = 12.769,02 kg	Rn = 5.808,53 kg	Rn = 5.252,22

Rn = 5.252,22 CUMPLE

DISEÑO DE NUDO 2, 6, 9 Elementos diagonales 289, 290, 286, 291, 287, 288

121, 122, 123	Axial necesario	1480 kg	Perfil L50x50x4mm
RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO DE PERFORACIONES DE PERNOS	RESISTENCIA DE ELEMENTOS EN CORTE	ROTURA EN AREA NETA DE LA PLANCHAS	RESISTENCIA DEL BLOQUE DE CORTANTE
$\phi = 0,75$ $F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$ $d = 1,27 \text{ cm}$ $L_c = 2,50 \text{ cm}$ $t = 0,40 \text{ cm}$ $np = 2,00 \text{ u}$	$\phi = 0,75$ $F_{nv} = 3.360,00 \text{ kg/cm}^2$ $Ab = 1,27 \text{ cm}^2$ $\#pc = 4,00 \text{ u}$	$\phi = 0,75$ $Ag = 3,74 \text{ cm}^2$ $d = 1,27 \text{ cm}$ $t = 0,40 \text{ cm}$ $np \text{ linea} = 1,00 \text{ u}$ $\bar{x} = 1,43 \text{ cm}$ $L = 4,00 \text{ cm}$ $F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$ $A_e = 1,85 \text{ cm}^2$ $A_n = 3,09 \text{ cm}^2$ $D = 1,63 \text{ cm}$ $U = 0,60$ $n \text{ caras conec} = 1,00$	$\phi = 0,75$ $y = 1,43 \text{ cm}$ $x = 1,43 \text{ cm}$ $La = 5,00 \text{ cm}$ $t = 0,40 \text{ cm}$ $d = 1,27 \text{ cm}$ $F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$ $F_y = 2.549,00 \text{ kg/cm}^2$ $Ag_v = 2,54 \text{ cm}^2$ $Ant = 0,75 \text{ cm}^2$ $An_v = 1,78 \text{ cm}^2$ $Ubs = 1,00$
Rn = 7.524,00 kg	Rn = 12.769,02 kg	Rn = 5.808,53 kg	Rn = 5.252,22

Rn = 5.252,22 CUMPLE

DISEÑO DE NUDO 2, 6, 9 Elementos horizontales 43, 45, 47
Axial necesario 1410 kg Perfil L50x50x4mm

RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO DE PERFORACIONES DE PERNOS	RESISTENCIA DE ELEMENTOS EN CORTE	ROTURA EN AREA NETA DE LA PLANCHA	RESISTENCIA DEL BLOQUE DE CORTANTE
$\phi = 0,75$ $F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$ $d = 1,27 \text{ cm}$ $L_c = 2,50 \text{ cm}$ $t = 0,40 \text{ cm}$ $np = 2,00 \text{ u}$	$\phi = 0,75$ $F_{nv} = 3.360,00 \text{ kg/cm}^2$ $Ab = 1,27 \text{ cm}^2$ $\#pc = 2,00 \text{ u}$	$\phi = 0,75$ $Ag = 3,74 \text{ cm}^2$ $d = 1,27 \text{ cm}$ $t = 0,40 \text{ cm}$ $np \text{ linea} = 1,00 \text{ u}$ $\bar{x} = 1,43 \text{ cm}$ $L = 4,00 \text{ cm}$ $F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$ $A_e = 1,85 \text{ cm}^2$ $A_n = 3,09 \text{ cm}^2$ $D = 1,63 \text{ cm}$ $U = 0,60$ $n \text{ caras conec} = 1,00$	$\phi = 0,75$ $y = 1,43 \text{ cm}$ $x = 1,43 \text{ cm}$ $La = 5,00 \text{ cm}$ $t = 0,40 \text{ cm}$ $d = 1,27 \text{ cm}$ $F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$ $F_y = 2.549,00 \text{ kg/cm}^2$ $Ag_v = 2,54 \text{ cm}^2$ $Ant = 0,75 \text{ cm}^2$ $An_v = 1,78 \text{ cm}^2$ $Ubs = 1,00$
Rn = 7.524,00 kg	Rn = 6.384,51 kg	Rn = 5.808,53 kg	Rn = 5.252,22

Rn = 5.252,22 CUMPLE

DISEÑO DE NUDO 2, 6, 9 Elementos diagonales 33, 35, 25,27, 29, 31
Axial necesario 2962 kg Perfil L100x100x5mm

RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO DE PERFORACIONES DE PERNOS	RESISTENCIA DE ELEMENTOS EN CORTE	ROTURA EN AREA NETA DE LA PLANCHA	RESISTENCIA DEL BLOQUE DE CORTANTE
$\phi = 0,75$ $F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$ $d = 1,27 \text{ cm}$ $L_c = 2,50 \text{ cm}$ $t = 0,50 \text{ cm}$ $np = 2,00 \text{ u}$	$\phi = 0,75$ $F_{nv} = 3.360,00 \text{ kg/cm}^2$ $Ab = 1,27 \text{ cm}^2$ $\#pc = 2,00 \text{ u}$	$\phi = 0,75$ $Ag = 9,59 \text{ cm}^2$ $d = 1,27 \text{ cm}$ $t = 0,50 \text{ cm}$ $np \text{ linea} = 1,00 \text{ u}$ $\bar{x} = 2,73 \text{ cm}$ $L = 4,00 \text{ cm}$ $F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$ $A_e = 5,27 \text{ cm}^2$ $A_n = 8,78 \text{ cm}^2$ $D = 1,63 \text{ cm}$ $U = 0,60$ $n \text{ caras conec} = 1,00$	$\phi = 0,75$ $y = 2,73 \text{ cm}$ $x = 2,73 \text{ cm}$ $La = 10,00 \text{ cm}$ $t = 0,50 \text{ cm}$ $d = 1,27 \text{ cm}$ $F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$ $F_y = 2.549,00 \text{ kg/cm}^2$ $Ag_v = 3,18 \text{ cm}^2$ $Ant = 2,18 \text{ cm}^2$ $An_v = 2,22 \text{ cm}^2$ $Ubs = 1,00$
Rn = 9.405,00 kg	Rn = 6.384,51 kg	Rn = 16.505,78 kg	Rn = 10.484,02

Rn = 6.384,51 CUMPLE

DISEÑO DE NUDO 3, 4, 7 Elementos 52, 54, 57, 60, 63,66
Axial necesario 3082 kg Perfil L100x100x5mm

RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO DE PERFORACIONES DE PERNOS	RESISTENCIA DE ELEMENTOS EN CORTE	ROTURA EN AREA NETA DE LA PLANCHA	RESISTENCIA DEL BLOQUE DE CORTANTE
$\phi = 0,75$ $F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$ $d = 1,27 \text{ cm}$ $L_c = 2,50 \text{ cm}$ $t = 0,50 \text{ cm}$ $np = 2,00 \text{ u}$	$\phi = 0,75$ $F_{nv} = 3.360,00 \text{ kg/cm}^2$ $Ab = 1,27 \text{ cm}^2$ $\#pc = 2,00 \text{ u}$	$\phi = 0,75$ $Ag = 9,59 \text{ cm}^2$ $d = 1,27 \text{ cm}$ $t = 0,50 \text{ cm}$ $np \text{ linea} = 1,00 \text{ u}$ $\bar{x} = 2,73 \text{ cm}$ $L = 4,00 \text{ cm}$ $F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$ $A_e = 5,27 \text{ cm}^2$ $A_n = 8,78 \text{ cm}^2$ $D = 1,63 \text{ cm}$ $U = 0,60$ $n \text{ caras conec} = 1,00$	$\phi = 0,75$ $y = 2,73 \text{ cm}$ $x = 2,73 \text{ cm}$ $La = 10,00 \text{ cm}$ $t = 0,50 \text{ cm}$ $d = 1,27 \text{ cm}$ $F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$ $F_y = 2.549,00 \text{ kg/cm}^2$ $Ag_v = 3,18 \text{ cm}^2$ $Ant = 2,18 \text{ cm}^2$ $An_v = 2,22 \text{ cm}^2$ $Ubs = 1,00$
Rn = 9.405,00 kg	Rn = 6.384,51 kg	Rn = 16.505,78 kg	Rn = 10.484,02

Rn = 6.384,51 CUMPLE

DISEÑO DE NUDO 3, 4, 7		Elementos 175, 176, 177	Perfil L50x50x3mm	
		Axial necesario	57 kg	
RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO DE PERFORACIONES DE PERNOS	RESISTENCIA DE ELEMENTOS EN CORTE	ROTURA EN AREA NETA DE LA PLANCHA		RESISTENCIA DEL BLOQUE DE CORTANTE
$\phi = 0,75$ $F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$ $d = 1,27 \text{ cm}$ $L_c = 2,50 \text{ cm}$ $t = 0,50 \text{ cm}$ $np = 1,00 \text{ u}$	$\phi = 0,75$ $F_{nv} = 3.360,00 \text{ kg/cm}^2$ $Ab = 1,27 \text{ cm}^2$ $\#pc = 1,00 \text{ u}$	$\phi = 0,75$ $Ag = 2,85 \text{ cm}^2$ $d = 1,27 \text{ cm}$ $t = 0,30 \text{ cm}$ $np \text{ linea} = 1,00 \text{ u}$ $\bar{x} = 1,39 \text{ cm}$ $L = 1,27 \text{ cm}$ $F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$ $A_e = 1,42 \text{ cm}^2$ $A_n = 2,36 \text{ cm}^2$ $D = 1,63 \text{ cm}$ $U = 0,60$ $n \text{ caras conec} = 1,00$		$\phi = 0,75$ $y = 2,73 \text{ cm}$ $x = 2,73 \text{ cm}$ $L_a = 5,00 \text{ cm}$ $t = 0,30 \text{ cm}$ $d = 1,27 \text{ cm}$ $F_u = 4.180,00 \text{ kg/cm}^2$ $F_y = 2.549,00 \text{ kg/cm}^2$ $Ag_v = 1,91 \text{ cm}^2$ $Ant = 0,56 \text{ cm}^2$ $An_v = 1,33 \text{ cm}^2$ $U_{bs} = 1,00$
Rn = 4.702,50 kg	Rn = 3.192,25 kg	Rn = 4.441,04 kg		Rn = 3.939,16
		Rn = 3.192,25 CUMPLE		

De lo observado en esta secuencia de cálculos de los diferentes nudos formados por elementos de diferentes secciones transversales, podemos observar que si soportan las tensiones provocadas en zona de unión, dichos cálculos fueron realizados en hoja electrónica Excel.

Los elementos constitutivos de la torre fueron creados en el modelo dentro de Sap2000, en una forma bastante aproximada a lo que sería la forma de construirla realmente, es decir los montantes o elementos esquineros UV, miden 6m de longitud aproximadamente, sin subdivisiones en su intermedio, de igual manera se colocaron aquellos elementos diagonales que corresponden a las barras 52 y 57, 54, 66, 60 y 63, numeradas por el propio programa, y los elementos 43, 45 y 47, los demás son elementos que llegan a estas barras, formando el nudo. Al tener esta forma de armado en el modelo utilizado, es necesario que se comprueben las capacidades resistentes de las barras a las cuales llegan elementos directamente, es decir sin placas de unión y que han obligado a realizar perforaciones para su sujeción con pernos. Esto ha sucedido en los nudos, 142, 143, 144, 2, 6, 9, 3, 4, 7, pues en los tres últimos, las perforaciones se realizan en el ala que se encuentra dispuesta hacia adentro de la torre, para soportar a los elementos horizontales dispuestos para absorber esfuerzos de torsión en la contextura general de la torre. Entonces se procede a realizar dichas comprobaciones en los mencionados elementos:

COMPROBACION DE MONTANTE A TRACCION
TOMANDO EN CUENTA LAS PERFORACIONES

Nudo 143

$\varnothing t =$	0,90	
$Ag =$	28,06	cm ²
$d =$	1,43	cm
$t =$	0,80	cm
$np\ linea =$	4,00	u
$\ddot{x} =$	6,00	cm
$L =$	9,00	cm
$Fu =$	4.180,00	kg/cm ²
$Ae =$	13,40	cm ²
$An =$	22,33	cm ²
$D =$	1,79	cm
$U =$	0,60	
CUMPLE		
$Rn =$	56.008,66	kg

COMPROBACION DE ELEMENTOS 52, 54, 57,
60, 63, 66 A TRACCION TOMANDO EN CUENTA
LAS PERFORACIONES

Nudo

118,119,120,

121,122,123, Axial necesario 3082

$\varnothing t =$	0,90	
$Ag =$	9,59	cm ²
$d =$	1,27	cm
$t =$	0,50	cm
$np\ linea =$	2,00	u
$\ddot{x} =$	2,73	cm
$L =$	4,00	cm
$Fu =$	4.180,00	kg/cm ²
$Ae =$	4,78	cm ²
$An =$	7,96	cm ²
$D =$	1,63	cm
$U =$	0,60	
CUMPLE		
$Rn =$	19.963,68	kg

COMPROBACION DE ELEMENTOS 43, 45, 47 A
TRACCION TOMANDO EN CUENTA LAS
PERFORACIONES

Nudo

118,119,120,

121,122,123, Axial necesario 1410

$\varnothing t =$	0,90	
$Ag =$	3,74	cm ²
$d =$	1,27	cm
$t =$	0,40	cm
$np\ linea =$	1,00	u
$\ddot{x} =$	1,43	cm
$L =$	1,27	cm
$Fu =$	4.180,00	kg/cm ²
$Ae =$	1,85	cm ²
$An =$	3,09	cm ²
$D =$	1,63	cm
$U =$	0,60	
CUMPLE		
$Rn =$	7.744,70	kg

Las secciones en zonas con perforaciones, cumplen satisfactoriamente.

En sitios donde se han colocado placas de unión soldadas a los elementos principales, no amerita este tipo de comprobación porque a diferencia de perforar los perfiles, se han incrementado las secciones, pues dichas placas tendrán al menos el mismo espesor de los elementos unidos, con el fin de garantizar su resistencia a las tracciones y compresiones generadas en el nudo, las mismas que se dispondrán respetando las mínimas y distancias entre perforaciones y al borde de la misma.

De esta manera hemos llegado a obtener el diseño de la torre metálica auto-soportada de 40m de altura que servirá como referencia para compararla con otra de idénticas características, pero con montantes o esquineros de sección transversal circular, la misma que describiremos luego en el **ANEXO 2**.

2.3.6.- Pesos de los elementos metálicos de la torre con esquineros UV

A continuación se muestra la Tabla 2.7 en la cual se indican los pesos de todos y cada uno de los perfiles metálicos que conforman la torre, cuya suma total muestra el peso total de lo que a elementos estructurales o soportantes se refiere. Lo que queremos decir es que no se hacen constar los pesos de los elementos que constituyen parte de las escaleras tanto de acceso de personal para operación y mantenimiento de antenas como de la escalerilla de cables y guías de onda que bajan desde los equipos que se instalarán en la parte más alta de la torre:

Tabla 2.7 Elementos y pesos de los elementos constitutivos de la torre con elementos de sección UV en las esquinas

NVEL	ELEMENTO	PERFIL	LONGITUD	No. ELEMENTOS	LONG. TOTAL	PESO/M	PESO TOTAL
Nivel 0,00	Placa base	Placa 40x40x2,5	0,40	3,00	1,20	78,50	94,20
	Botas	UV30X60X10	0,40	3,00	1,20	54,95	65,94
	368	UV150X60X8	6,00	3,00	18,00	21,98	395,64
	52	L100x100x5	3,04	6,00	18,24	7,53	137,35
	50	L50x50x4	7,78	3,00	23,34	2,94	68,62
	49	L30x30x3	0,74	6,00	4,44	1,30	5,77
	286	L50x50x4	1,34	6,00	8,04	2,94	23,64
Nivel + 3,00	43	L50x50x4	3,26	3,00	9,78	2,94	28,75
	177	L50x50x3	1,51	3,00	4,53	2,24	10,15
	25	L100x100x5	2,94	6,00	17,64	7,53	132,83
	23	L50x50x4	1,67	3,00	5,01	2,94	14,73
	22	L30x30x3	0,68	6,00	4,08	1,30	5,30
	294	L50x50x4	1,28	6,00	7,68	2,94	22,58
	Union	UV120X60X8	0,40	3,00	1,20	18,84	22,61
Nivel + 6,00	78	L80x80x5	3,05	3,00	9,15	5,96	54,53
	1	L100x100x5	2,86	6,00	17,16	7,53	129,21
	14	L50x50x4	1,56	3,00	4,68	2,94	13,76
	13	L30x30x3	0,63	6,00	3,78	1,30	4,91
	303	L50x50x4	1,25	6,00	7,50	2,94	22,05
	488	L50x50x4	2,83	3,00	8,49	2,94	24,96
	189	L40x40x3	1,32	3,00	3,96	1,77	7,01
Nivel + 9,00	404	UV150X60X6	6,00	3,00	18,00	16,63	299,34
	424	L100x100x5	2,78	6,00	16,68	7,53	125,60
	618	L50x50x4	1,45	3,00	4,35	2,94	12,79
	619	L30x30x3	0,58	6,00	3,48	1,30	4,52
	305	L50x50x4	1,20	6,00	7,20	2,94	21,17
	Union	UV100X60X6	0,40	3,00	1,20	12,25	14,70
	494	L80x80x4	2,63	3,00	7,89	4,82	38,03
Nivel + 12,00	440	UV120x60x6	6,00	3,00	18,00	13,80	248,40
	442	L100x100x5	2,77	6,00	16,62	7,53	125,15
	621	L50x50x4	1,34	3,00	4,02	2,94	11,82
	620	L30x30x3	0,56	6,00	3,36	1,30	4,37
	353	L50x50x4	1,23	6,00	7,38	2,94	21,70
	500	L40x40x4	2,44	3,00	7,32	2,31	16,91
	201	L40x40x3	1,10	3,00	3,30	1,77	5,84
Nivel + 15,00	460	L100x100x5	2,73	6,00	16,38	7,53	123,34
	630	L50x50x4	1,23	3,00	3,69	2,94	10,85
	629	L30x30x3	0,51	6,00	3,06	1,30	3,98
	359	L50x50x4	1,19	6,00	7,14	2,94	20,99
	Union	UV100X60X6	0,40	3,00	1,20	12,25	14,70
	506	L60x60x4	2,23	3,00	6,69	3,56	23,82
	55	UV120x60x4	6,00	3,00	18,00	9,27	166,86
Nivel + 18,00	860	L60x60x4	1,95	6,00	11,70	3,56	41,65
	643	L40x40x4	0,82	6,00	4,92	2,31	11,37

Nivel + 20,00	512	L60x60x4	2,08	3,00	6,24	3,56	22,21
	650	L60x60x4	1,89	6,00	11,34	3,56	40,37
	646	L40x40x4	0,80	6,00	4,80	2,31	11,09
	Union	UV90X60X6	0,40	3,00	1,20	11,34	13,61
Nivel + 22,00	518	L40x40x3	1,95	3,00	5,85	1,77	10,35
	219	L30x30x3	0,88	3,00	2,64	1,30	3,43
	704	L60x60x4	1,85	6,00	11,10	3,56	39,52
	698	L30x30x3	0,78	6,00	4,68	1,30	6,08
Nivel + 24,00	524	L50x50x4	1,80	3,00	5,40	2,94	15,88
	82	UV100x60x4	4,00	3,00	12,00	7,99	95,88
	674	L60x60x4	1,87	6,00	11,22	3,56	39,94
	664	L30x30x3	0,80	6,00	4,80	1,30	6,24
Nivel + 26,00	530	L40x40x3	1,68	3,00	5,04	1,77	8,92
	231	L30x30x3	0,82	3,00	2,46	1,30	3,20
	686	L60x60x4	1,81	6,00	10,86	3,56	38,66
	668	L30x30x3	0,77	6,00	4,62	1,30	6,01
	Union	UV90X60X6	0,40	3,00	1,20	11,34	13,61
Nivel + 28,00	536	L40x40x3	1,53	3,00	4,59	1,77	8,12
	100	UV100x60x4	6,00	3,00	18,00	7,99	143,82
	237	L30x30x3	0,75	3,00	2,25	1,30	2,93
	740	L50x50x3	1,40	6,00	8,40	2,24	18,82
	718	L30x30x3	0,62	6,00	3,72	1,30	4,84
Nivel + 29,50	542	L40x40x3	1,53	3,00	4,59	1,77	8,12
	752	L50x50x3	1,40	6,00	8,40	2,24	18,82
	723	L30x30x3	0,62	6,00	3,72	1,30	4,84
Nivel + 31,00	548	L30x30x3	1,53	3,00	4,59	1,30	5,97
	249	L30x30x3	0,75	3,00	2,25	1,30	2,93
	764	L50x50x3	1,40	6,00	8,40	2,24	18,82
	728	L30x30x3	0,62	6,00	3,72	1,30	4,84
Nivel + 32,50	554	L40x40x3	1,53	3,00	4,59	1,77	8,12
	776	L50x50x3	1,40	6,00	8,40	2,24	18,82
	728	L30x30x3	0,62	6,00	3,72	1,30	4,84
	Union	UV90X60X6	0,40	3,00	1,20	11,34	13,61
Nivel + 34,00	560	L30x30x3	1,53	3,00	4,59	1,30	5,97
	136	UV100x60x4	6,00	3,00	18,00	7,99	143,82
	261	L30x30x3	0,75	3,00	2,25	1,30	2,93
	812	L50x50x3	1,40	6,00	8,40	2,24	18,82
	788	L30x30x3	0,62	6,00	3,72	1,30	4,84
Nivel + 35,50	566	L40x40x3	1,53	3,00	4,59	1,77	8,12
	824	L50x50x3	1,40	6,00	8,40	2,24	18,82
	795	L30x30x3	0,62	6,00	3,72	1,30	4,84
Nivel + 37,00	572	L30x30x3	1,53	3,00	4,59	1,30	5,97
	273	L30x30x3	0,75	3,00	2,25	1,30	2,93
	836	L50x50x3	1,40	6,00	8,40	2,24	18,82
	800	L30x30x3	0,62	6,00	3,72	1,30	4,84
Nivel + 38,50	578	L30x30x3	1,53	3,00	4,59	1,30	5,97
	279	L30x30x3	0,75	3,00	2,25	1,30	2,93
	Plataforma	Placa e=3mm					2,36
	848	L50x50x3	1,40	6,00	8,40	2,24	18,82
	807	L30x30x3	0,62	6,00	3,72	1,30	4,84
Nivel + 40,00	548	L30x30x3	1,53	3,00	4,59	1,30	5,97
	Placas nudos	PI_0,25x0,25x6	0,25	18,00	4,50	11,75	52,88
	Placas nudos	PI_0,20x0,20x6	0,20	36,00	7,20	9,42	67,82
	Placas nudos	PI_0,15x0,15x6	0,15	78,00	11,70	7,07	82,72
	Placas nudos	PI_0,17x0,20x6	0,17	39,00	6,63	9,42	62,45
	Placas nudos	PI_0,10x0,10x6	0,10	90,00	9,00	4,71	42,39
	Placas nudos	PI_0,18x0,18x6	0,18	222,00	39,96	8,47	338,46
				TOTALES	718,35		4.149,74

Tenemos un total de 4.194,74 kg., sin considerar los pernos y la soldadura que son parte de la sujeción de los elementos y por lo general no se los considera dentro del peso de las estructuras de este tipo, sino que se los considera como elementos de relleno, inclusive para efectos de presupuestos, dichos elementos generalmente están considerados dentro del precio unitario preparado para el efecto.

El total del peso de los elementos de la torre obtenido en la tabla anterior nos servirá como parámetro de comparación cuando se llegue a la misma instancia, pero con la torre que contenga esquineros de sección transversal circular.

CAPÍTULO III

CÁLCULO Y DISEÑO DE LA TORRE CON ELEMENTOS ESQUINEROS CIRCULARES, CIMENTACIÓN

3.1.- ANÁLISIS Y DISEÑO

Teniendo ya el peso de la estructura tomada como referencia, lo que ahora nos corresponde hacer es proceder a cambiar los elementos esquineros del modelo de torre en el programa SAP2000 utilizado para realizar el análisis de la misma, es decir procedemos a asignar secciones circulares a los elementos esquineros.

No debemos olvidar que este modelo se encuentra sujeto al mismo estado de cargas que la torre anterior, pero se mantienen los elementos que conforman la celosía, es decir aquellos elementos angulares que son horizontales y diagonales, así como su disposición geométrica, por lo que siguiendo el mismo procedimiento de cálculo e iteraciones para el diseño, obtenemos una convergencia adecuada, la misma que la asumimos como la más óptima para esta opción de diseño. Previo a realizar el plano de fachada de la nueva torre y el cuadro de pesos de sus elementos constitutivos, debemos proceder a calcular las uniones, las mismas que las describiremos y graficaremos para su comprensión.

El siguiente gráfico en 3D muestra cómo se encuentran dispuestos los elementos circulares en las esquinas, gráfico obtenido del programa de cálculo:

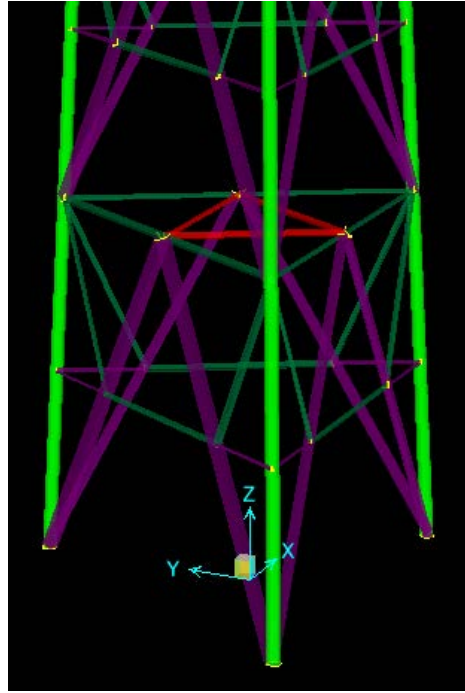


Imagen 3.1 Torre con elementos esquineros de sección circular

Presentamos a continuación una sección de la torre, la misma que muestra la forma de construir los elementos de las celosías con los montantes en la parte baja de la misma y otro seccionamiento en la parte alta de la misma:

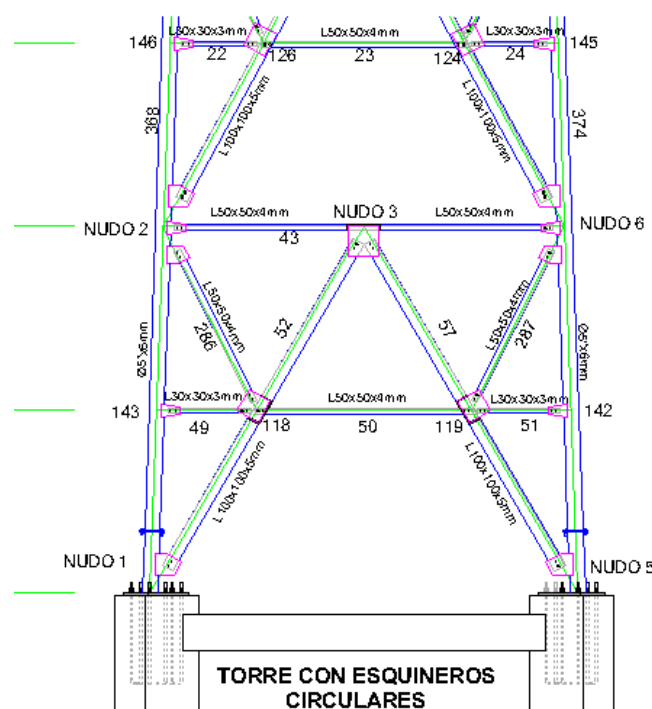


Imagen 3.2 Unión de estructura metálica con base de hormigón

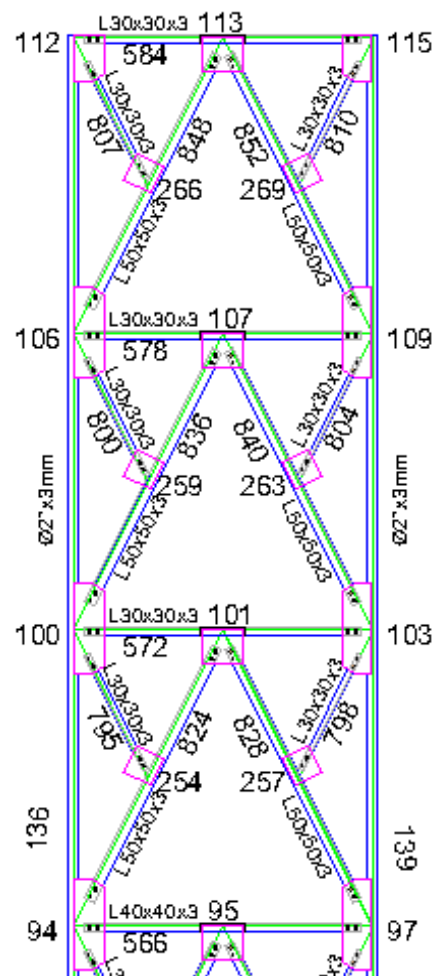


Imagen 3.3 Unión de elementos metálicos en la parte alta de la torre

3.1.1.- Pesos total de la estructura con esquineros circulares

Ahora entonces procedemos a mostrar el cuadro de cálculo de peso de los elementos constitutivos de la estructura de la torre:

Tabla 3.1 Elementos y pesos de los elementos constitutivos de la torre con elementos de sección circular en las esquinas

NVEL	ELEMENTO	PERFIL	LONGITUD	No. ELEMENTOS	LONG. TOTAL	PESO/M	PESO TOTAL
Nivel 0,00	Placa base	Placa 40x40x2,5	0,40	3,00	1,20	78,50	94,20
	368	Ø5"x6mm	0,50	3,00	1,50	17,90	26,85
	368	Ø5"x6mm	6,00	3,00	18,00	17,90	322,20
	52	L100x100x5	3,04	6,00	18,24	7,53	137,35
	50	L50x50x4	7,78	3,00	23,34	2,94	68,62
	49	L30x30x3	0,74	6,00	4,44	1,30	5,77
	286	L50x50x4	1,34	6,00	8,04	2,94	23,64
	Union	Placa Ø0,10cmx6mm		6,00		1,40	8,40
	43	L50x50x4	3,26	3,00	9,78	2,94	28,75
	177	L50x50x3	1,51	3,00	4,53	2,24	10,15
Nivel + 3,00	25	L100x100x5	2,94	6,00	17,64	7,53	132,83
	23	L50x50x4	1,67	3,00	5,01	2,94	14,73
	22	L30x30x3	0,68	6,00	4,08	1,30	5,30
	294	L50x50x4	1,28	6,00	7,68	2,94	22,58
	78	L80x80x5	3,05	3,00	9,15	5,96	54,53
	1	L100x100x5	2,86	6,00	17,16	7,53	129,21
	14	L50x50x4	1,56	3,00	4,68	2,94	13,76
Nivel + 6,00	13	L30x30x3	0,63	6,00	3,78	1,30	4,91
	303	L50x50x4	1,25	6,00	7,50	2,94	22,05
	Union	Placa Ø0,10cmx6mm		6,00		1,40	8,40
	488	L50x50x4	2,83	3,00	8,49	2,94	24,96
	189	L40x40x3	1,32	3,00	3,96	1,77	7,01
	404	Ø5"x6mm	6,00	3,00	18,00	17,90	322,20
	424	L100x100x5	2,78	6,00	16,68	7,53	125,60
Nivel + 9,00	618	L50x50x4	1,45	3,00	4,35	2,94	12,79
	619	L30x30x3	0,58	6,00	3,48	1,30	4,52
	305	L50x50x4	1,20	6,00	7,20	2,94	21,17
	494	L80x80x4	2,63	3,00	7,89	4,82	38,03
	440	Ø5"x4mm	6,00	3,00	18,00	12,13	218,34
	442	L100x100x5	2,77	6,00	16,62	7,53	125,15
	621	L50x50x4	1,34	3,00	4,02	2,94	11,82
Nivel + 12,00	620	L30x30x3	0,56	6,00	3,36	1,30	4,37
	353	L50x50x4	1,23	6,00	7,38	2,94	21,70
	Union	Placa Ø0,10cmx6mm		6,00		1,40	8,40
	500	L40x40x4	2,44	3,00	7,32	2,31	16,91
	201	L40x40x3	1,10	3,00	3,30	1,77	5,84
	460	L100x100x5	2,73	6,00	16,38	7,53	123,34
	630	L50x50x4	1,23	3,00	3,69	2,94	10,85
Nivel + 15,00	629	L30x30x3	0,51	6,00	3,06	1,30	3,98
	359	L50x50x4	1,19	6,00	7,14	2,94	20,99
	506	L60x60x4	2,23	3,00	6,69	3,56	23,82
	55	Ø5"x4mm	6,00	3,00	18,00	7,29	131,22
	860	L60x60x4	1,95	6,00	11,70	3,56	41,65
	643	L40x40x4	0,82	6,00	4,92	2,31	11,37
	Union	Placa Ø0,10cmx6mm		6,00		1,40	8,40
Nivel + 18,00	512	L60x60x4	2,08	3,00	6,24	3,56	22,21
	650	L60x60x4	1,89	6,00	11,34	3,56	40,37
	646	L40x40x4	0,80	6,00	4,80	2,31	11,09
	518	L40x40x3	1,95	3,00	5,85	1,77	10,35
Nivel + 20,00	219	L30x30x3	0,88	3,00	2,64	1,30	3,43
	704	L60x60x4	1,85	6,00	11,10	3,56	39,52
	698	L30x30x3	0,78	6,00	4,68	1,30	6,08
	Union	Placa Ø0,10cmx6mm		6,00		1,40	8,40
Nivel + 22,00	524	L50x50x4	1,80	3,00	5,40	2,94	15,88
	82	Ø4"x3mm	4,00	3,00	12,00	7,29	87,48
	674	L60x60x4	1,87	6,00	11,22	3,56	39,94
	664	L30x30x3	0,80	6,00	4,80	1,30	6,24

Nivel + 26,00	530	L40x40x3	1,68	3,00	5,04	1,77	8,92
	231	L30x30x3	0,82	3,00	2,46	1,30	3,20
	686	L60x60x4	1,81	6,00	10,86	3,56	38,66
	668	L30x30x3	0,77	6,00	4,62	1,30	6,01
	Union	Placa Ø0,10cmx6mm		6,00		1,40	8,40
Nivel + 28,00	536	L40x40x3	1,53	3,00	4,59	1,77	8,12
	100	Ø3"x3mm	6,00	3,00	18,00	5,42	97,56
	237	L30x30x3	0,75	3,00	2,25	1,30	2,93
	740	L50x50x3	1,40	6,00	8,40	2,24	18,82
	718	L30x30x3	0,62	6,00	3,72	1,30	4,84
Nivel + 29,50	542	L40x40x3	1,53	3,00	4,59	1,77	8,12
	752	L50x50x3	1,40	6,00	8,40	2,24	18,82
	723	L30x30x3	0,62	6,00	3,72	1,30	4,84
Nivel + 31,00	548	L30x30x3	1,53	3,00	4,59	1,30	5,97
	249	L30x30x3	0,75	3,00	2,25	1,30	2,93
	764	L50x50x3	1,40	6,00	8,40	2,24	18,82
	728	L30x30x3	0,62	6,00	3,72	1,30	4,84
Nivel + 32,50	554	L40x40x3	1,53	3,00	4,59	1,77	8,12
	776	L50x50x3	1,40	6,00	8,40	2,24	18,82
	728	L30x30x3	0,62	6,00	3,72	1,30	4,84
Nivel + 34,00	560	L30x30x3	1,53	3,00	4,59	1,30	5,97
	136	Ø2"x3mm	5,00	3,00	15,00	3,54	53,10
	261	L30x30x3	0,75	3,00	2,25	1,30	2,93
	812	L50x50x3	1,40	6,00	8,40	2,24	18,82
	788	L30x30x3	0,62	6,00	3,72	1,30	4,84
	Union	Placa Ø0,10cmx6mm		6,00		1,40	8,40
Nivel + 35,50	566	L40x40x3	1,53	3,00	4,59	1,77	8,12
	824	L50x50x3	1,40	6,00	8,40	2,24	18,82
	795	L30x30x3	0,62	6,00	3,72	1,30	4,84
Nivel + 37,00	572	L30x30x3	1,53	3,00	4,59	1,30	5,97
	273	L30x30x3	0,75	3,00	2,25	1,30	2,93
	836	L50x50x3	1,40	6,00	8,40	2,24	18,82
	800	L30x30x3	0,62	6,00	3,72	1,30	4,84
Nivel + 38,50	578	L30x30x3	1,53	3,00	4,59	1,30	5,97
	279	L30x30x3	0,75	3,00	2,25	1,30	2,93
	Plataforma	Placa e=3mm					2,36
	848	L50x50x3	1,40	6,00	8,40	2,24	18,82
	807	L30x30x3	0,62	6,00	3,72	1,30	4,84
Nivel + 40,00	548	L30x30x3	1,53	3,00	4,59	1,30	5,97
	Placas nudos	PI_0,25x0,25x0,006	0,25	18,00	4,50	11,75	52,88
	Placas nudos	PI_0,20x0,20x0,006	0,20	36,00	7,20	9,42	67,82
	Placas nudos	PI_0,15x0,15x0,006	0,15	78,00	11,70	7,07	82,72
	Placas nudos	PI_0,17x0,20x0,006	0,17	39,00	6,63	9,42	62,45
	Placas nudos	PI_0,10x0,10x0,006	0,10	90,00	9,00	4,71	42,39
	Placas nudos	PI_0,17x0,17x0,006	0,17	132,00	22,44	8,00	179,52
	Placas nudos	PI_0,15x0,15x0,006	0,15	102,00	15,30	7,07	108,17
	Placas nudos	PI_0,50x0,15x0,006	0,15	24,00	3,60	23,55	84,78
	Placas nudos	PI_0,45x0,15x0,006	0,15	24,00	3,60	21,20	76,32
				TOTALES	718,35		3.925,28

Esta tabla 2.1, nos permite observar los totales en peso de la estructura, obteniéndose 3.925,28 kg, incluidas las placas de unión.

Pues la diferencia es de 224.46 Kg., lo cual es un peso que no influenciaría notoriamente en el peso total de la torre.

Sin embargo presentamos dos cuadros adicionales, que nos permitirá ver con mayor claridad la diferencia en peso de los elementos estructurales que han sido motivo del presente análisis, es decir los elementos esquineros:

3.1.2.- Peso de elementos esquineros UV

Tabla 3.2 Peso de elementos esquineros UV

NVEL	ELEMENTO	PERFIL	LONGITUD	No. ELEMENTOS	LONG. TOTAL	PESO/M	PESO TOTAL
	Botas	UV30X60X10	0,40	3,00	1,20	54,95	65,94
	368	UV150X60X8	6,00	3,00	18,00	21,98	395,64
	52	L100x100x5	3,04	6,00	18,24	7,53	137,35
	Union	UV120X60X8	0,40	3,00	1,20	18,84	22,61
	404	UV150X60X6	6,00	3,00	18,00	16,63	299,34
	Union	UV100X60X6	0,40	3,00	1,20	12,25	14,70
	440	UV120x60x6	6,00	3,00	18,00	13,80	248,40
	Union	UV100X60X6	0,40	3,00	1,20	12,25	14,70
	55	UV120x60x4	6,00	3,00	18,00	9,27	166,86
	Union	UV90X60X6	0,40	3,00	1,20	11,34	13,61
	82	UV100x60x4	4,00	3,00	12,00	7,99	95,88
	Union	UV90X60X6	0,40	3,00	1,20	11,34	13,61
	100	UV100x60x4	6,00	3,00	18,00	7,99	143,82
	Union	UV90X60X6	0,40	3,00	1,20	11,34	13,61
	136	UV100x60x4	6,00	3,00	18,00	7,99	143,82
				TOTALES	718,35		1.789,88

3.1.3.- Peso de elementos esquineros circulares

Tabla 3.3 Peso de elementos esquineros circulares

NVEL	ELEMENTO	PERFIL	LONGITUD	No. ELEMENTOS	LONG. TOTAL	PESO/M	PESO TOTAL
	368	Ø5"x6mm	0,50	3,00	1,50	17,90	26,85
	368	Ø5"x6mm	6,00	3,00	18,00	17,90	322,20
	Union	Placa Ø0,10cmx6mm		6,00		1,40	8,40
	Union	Placa Ø0,10cmx6mm		6,00		1,40	8,40
	404	Ø5"x6mm	6,00	3,00	18,00	17,90	322,20
	440	Ø5"x4mm	6,00	3,00	18,00	12,13	218,34
	Union	Placa Ø0,10cmx6mm		6,00		1,40	8,40
	55	Ø5"x4mm	6,00	3,00	18,00	7,29	131,22
	Union	Placa Ø0,10cmx6mm		6,00		1,40	8,40
	Union	Placa Ø0,10cmx6mm		6,00		1,40	8,40
	82	Ø4"x3mm	4,00	3,00	12,00	7,29	87,48
	Union	Placa Ø0,10cmx6mm		6,00		1,40	8,40
	100	Ø3"x3mm	6,00	3,00	18,00	5,42	97,56
	136	Ø2"x3mm	5,00	3,00	15,00	3,54	53,10
	Union	Placa Ø0,10cmx6mm		6,00		1,40	8,40
				TOTALES	718,35		1.317,75

Al realizar el análisis comparativo del peso únicamente de los elementos esquineros correspondientes a las dos torres estudiadas y mostradas en las tablas 3.2 y 3.3, observaremos que hay una diferencia de mayor influencia, esto es 472.13kg, equivalente al 26.37% con respecto al peso de los elementos UV pertenecientes a la torre tomada como referencia.

3.2.- CÁLCULO Y DISEÑO DE LACIMENTACIÓN

El cálculo y diseño de la cimentación se realiza considerando los resultados o sea las reacciones generadas en el primer modelo de cálculo esto es provenientes del análisis de la torre de referencia. Dicha cimentación puede también servir para la segunda torre analizada porque la diferencia de peso determinada, no influye significativamente en las reacciones que se generan en la base de la estructura. El diseño de la cimentación cumple con lo estipulado en el ACI-318-08.

3.2.1.- Base de columnas

Los montantes o elementos esquineros de las torres se soportan sobre elementos rígidos, los cuales a la vez deben estar anclados al suelo. Dichos montantes soportan esfuerzos axiales de tracción o de compresión, según las condiciones de carga que soporten como hemos visto en el desarrollo de este trabajo y la forma de transmitir o descargar estos esfuerzos es conectándose a una estructura de soporte que en nuestro caso será de hormigón armado, es

decir una estructura aporticada con zapatas, columnas y cadenas de amarre a nivel de piso, esto con el fin de que los esfuerzos de los montantes disipen dichos esfuerzos y a su vez los transmitan hacia el suelo con menor intensidad y eviten deslizamientos, hundimientos o asentamientos diferenciales que perjudiquen a la estructura en general.

El elemento de unión entre elementos esquineros y la columna de hormigón es una placa metálica de dimensiones y espesor suficiente para distribuir las cargas provenientes de la torre hacia la cimentación, ésta debe ser instalada de forma horizontal, ayudándose para ello con un material denominado *grout*, que se trata de un mortero fluido auto-nivelante de rápido endurecimiento, rápida adquisición y de altas resistencias. La mencionada placa se sujetará a la cimentación mediante pernos de anclaje. Esta configuración es diseñada para resistir flexión, corte y cargas axiales desarrolladas en los montantes debido a cargas gravitacionales y laterales.

3.2.2.- Elementos de hormigón, pernos de anclaje y placa base

Ahora procedemos al detalle del cálculo de la estructura de hormigón armado de cimentación, placa de asiento de columna y pernos de anclaje.

Partimos de una dimensión de columna de 50x50cm, debido a que el perfil que servirá de unión entre el montante y la placa base, es decir la “bota” tiene dimensiones considerables porque debe servir además como placa de unión de los elementos transversales que concurren al punto más bajo de la estructura metálica de la torre.

La placa base y los pernos de anclaje se diseñan de la siguiente manera:

Cálculo del área de la plancha base

$$A_1 = (1/A_2) * (P_u / (0,6 * 0,85 * f'_c))^2 \quad (\text{Ec. 3.1})$$

$$A_1 = 38,55 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$P_u = 38000 \text{ kg}$$

$$f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 38,7 \text{ cm}$$

$$b = 27,5 \text{ cm}$$

$$A_1 = P_u / (0,6 * 1,7 * f'_c) = 155,23 \text{ cm}^2 \quad (\text{Ec. 3.2})$$

$$A_1 = d * b = 1.064,25 \text{ cm}^2 \quad (\text{Ec. 3.3})$$

$$A_1 \text{ mayor} = 1.064,25 \text{ cm}^2$$

Dimensiones de la plancha

$$N = \sqrt{A_1 + \Delta} = 40,01 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 3.4})$$

$$\Delta = 0,5 * (0,95 * d - 0,8 * b) = 7,38 \text{ cm}$$

$$A_1 = B * N \quad (\text{Ec. 3.5})$$

$$B = A_1 / N = 26,60 \text{ cm}$$

Por simetría adoptamos placa de 40x40cm

Calculo del espesor de la plancha

$$m = (N - 0,95 * d) / 2 = 1,62 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 3.6})$$

$$N = 40 \text{ cm}$$

$$B = 40 \text{ cm}$$

$$n = (B - 0,8 * b) / 2 = 9,00 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 3.7})$$

$$t_{pm} = m * \sqrt{(2 * P_u / (0,9 * F_y * B * N))} = 0,23 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 3.8})$$

$$F_y = 2.549,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_{pn} = n * \sqrt{(2 * P_u / (0,9 * F_y * B * N))} = 1,30 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 3.9})$$

Adoptamos $e = 25\text{mm}$

Pernos de anclaje

$$T_v = 3.950,00 \text{ kg}$$

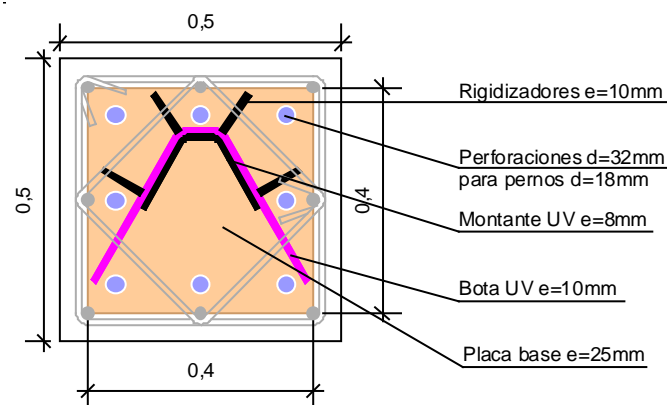
$$T_t = 38.000,00 \text{ kg}$$

$n = 8,00$ pernos
 $d = 1,80$ cm
 $A_b = 2,54$ cm²
 $F_{nt} = 6.320,00$ kg/cm²
 $R_{nt} = 96.494,57$ kg CUMPLE
 $\emptyset = 0,75$
 $F_{nv} = 3.360,00$ kg/cm²
 $R_{nv} = 51.300,91$ CUMPLE
 $Long = 0,90$ m
 $Patas = 0,08$ m
 $Perforación = 3,20$ cm AISC, tabla C-J 9.1M

(Tesina Análisis y Diseño Estructural de un Edificio de Estructura Metálica, Galo Geovani Inga Llanez y Cristian Oswaldo Pesantez Pacheco, incluidas las expresiones matemáticas)

TABLA C-J 9.1 M Diámetros de Agujeros para Pernos de Anclaje, mm	
Diámetro Pernos de Anclaje	Diámetro Agujero Perno de Anclaje
18	32
22	36
24	42
27	48
30	51
33	54
36	60
39	63
42	74

Imagen 3.4 Diámetros de agujeros para pernos de anclaje AISC-2005



DISPOSICION DE ELEMENTOS EN LA BASE DE LOS MONTANTES

Imagen 3.5 Disposición de pernos de anclaje, placa base y armadura de columna de hormigón

Con el fin de determinar los esfuerzos que generan las cargas provenientes de los montantes, se modeló en el programa ETABS, un pórtico triangular con columnas de 50x50cm y cadenas de amarre de 25x30cm, de lo cual se obtuvieron los resultados satisfactorios para el diseño, es decir cumplen con las disposiciones de ACI318-08, cuyos detalles de armado se muestran a continuación:

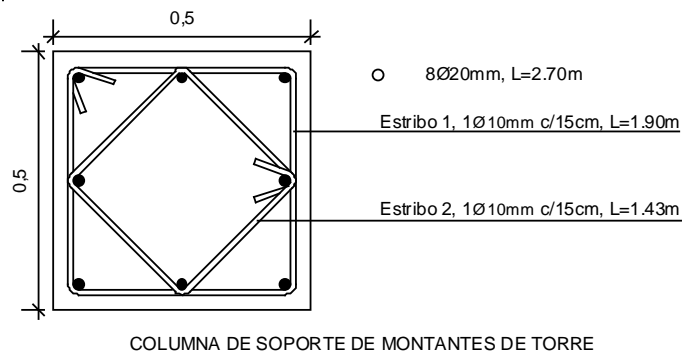


Imagen 3.6 Columna para cimentación

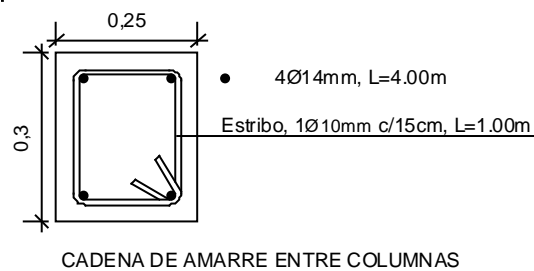


Imagen 3.7 Cadena de hormigón armado para unir columnas

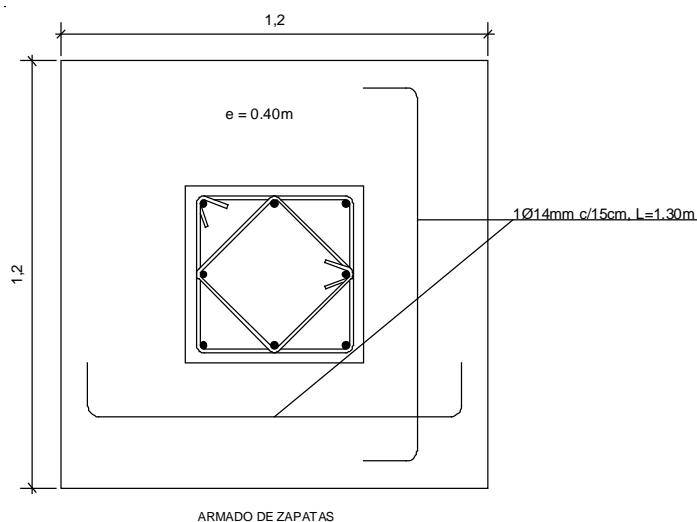


Imagen 3.8 Zapata de hormigón armado para cimentación

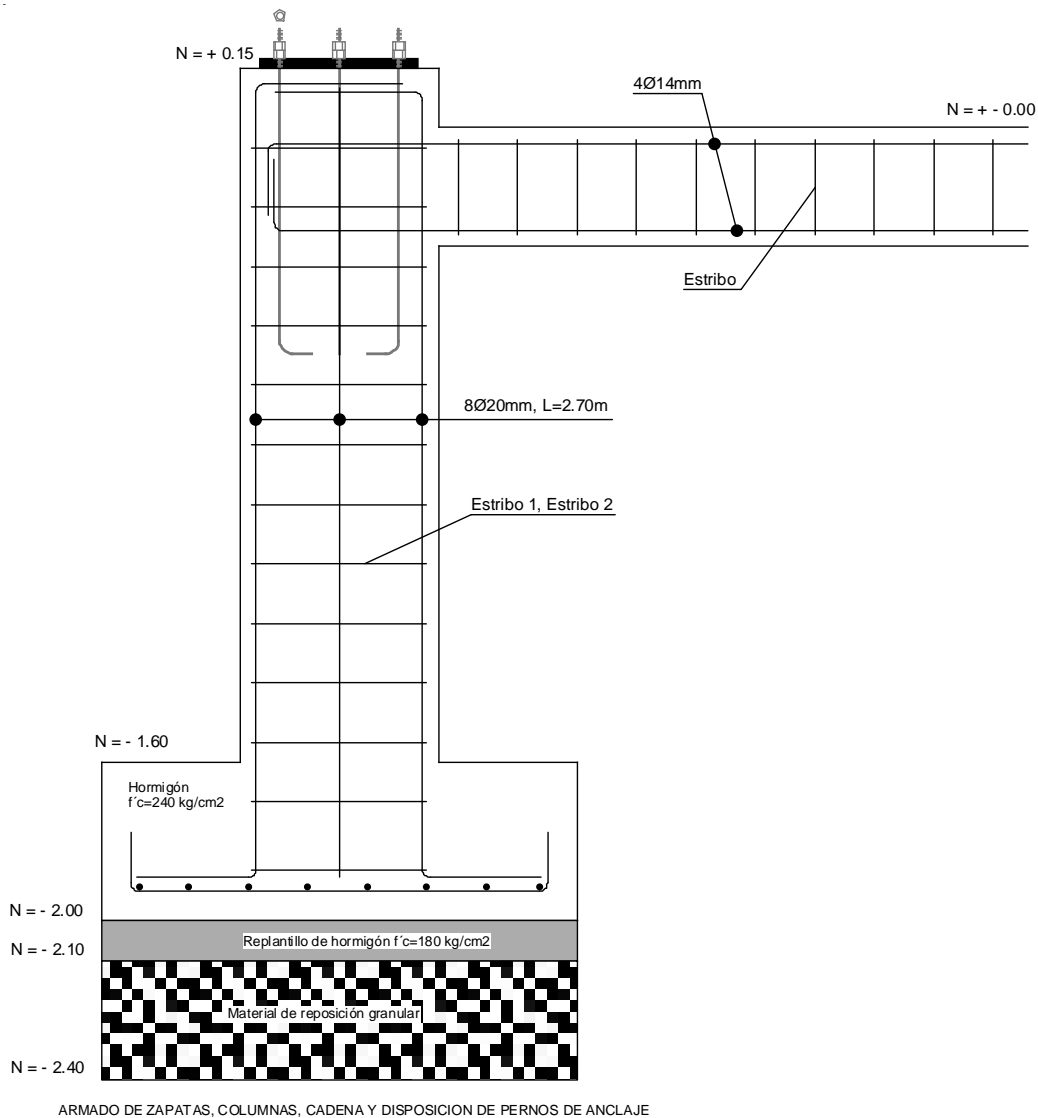


Imagen 3.9 Elementos de cimentación

La cimentación que hemos diseñado se la ha calculado en base a los esfuerzos obtenidos del análisis y cálculo elaborados en SAP2000 considerando los elementos esquineros, perfiles UV y para un suelo cuya capacidad soportante es igual a 1 kg/cm², es decir para un suelo con características soportantes bastante conservadoras, puesto que el objetivo de este trabajo es que esta información le sirva al lector y la pueda aplicar en las condiciones de cargas, ubicación de la torre y tipo de suelo.

CAPÍTULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1.- CONCLUSIONES:

- La diferencia en peso entre las estructuras analizadas, esto es entre la torre de 40m con esquineros UV y la torre con esquineros circulares, no es considerable, pues representa un 5.4% menos de peso que la primera torre.
- El desempeño estructural de los elementos circulares de las esquinas de la segunda torre es mejor y muestra mayor eficiencia debido a su simetría en todos los sentidos, que los elementos esquineros UV de la primera torre.
- Si realizamos una comparación de peso únicamente de los elementos esquineros observaremos que hay una diferencia de mayor influencia, esto es 472.13kg, equivalente al 26.37% con respecto al peso de los elementos UV.
- La diferencia del 5.4% en el total de la torre se debe a que se presentaron ciertas variaciones de las longitudes de los elementos de celosía, cuyos incrementos compensan los pesos que disminuyeron en los montantes.
- Resulta más económico colocar elementos esquineros circulares en una torre auto-soportada.
- En cuanto a la existencia de los diferentes perfiles constitutivos de la torre en el mercado local en los dos casos, están disponibles, aunque los perfiles UV deben solicitarse con anterioridad.

- Hay complejidad en la forma de construir las uniones en el caso de la torre con esquineros circulares, por la misma configuración geométrica del perfil circular se dificulta la colocación de las placas de unión, a diferencia de los perfiles UV que disponen de superficies planas que permiten fijar dichas placas con mayor facilidad.

4.2.- RECOMENDACIONES

- Constructivamente resulta más conveniente construir las torres con elementos esquineros UV, ya que la superficie que forma las alas de este perfil facilita la fijación de las placas de unión, lo cual conlleva a una mayor precisión constructiva.
- Todos los elementos metálicos de torres deben ser galvanizados al caliente, lo cual le proveerá de una alta protección ante los agentes agresivos del medio ambiente.
- Previo a la elaboración de los elementos metálicos, es necesario que se elaboren los respectivos planos de taller, los mismos que deben ser aprobados por parte de la entidad que solicite la construcción de una estructura como esta.
- La superficie de emplazamiento de este tipo de torres debe ser plana, es decir se requiere una plataforma totalmente regular para su debida construcción.

BIBLIOGRAFÍA Y FUENTES DE INFORMACIÓN

- *Diseño de estructuras de Acero. Método LRFD. Jakc C. McCormac*
- *Diseño de estructuras de Acero. Método ASD. Jakc C. McCormac*
- *Especificación y comentarios para el diseño de miembros estructurales de acero conformado en frio AISI 2001 (North American for the Design of Cold-Formed*
- *Especificación y comentario para diseño de estructuras de acero AISC*
- *Internet: Tesis, Carlos Alberto Faz*
Tipos de torres de telecomunicaciones
- *Torre de 40m de altura construida por ETAPA EP diseñada por el Ing. José Vásquez C.*
- *Resistencia de Materiales: Synger –Pitel*
- *Principios de Ingeniería de cimentaciones: Braja M. Das*
- [http://en.wikipedia.org/wiki/Lattice tower](http://en.wikipedia.org/wiki/Lattice_tower).
- Boffill Hernández, U., *El uso de las TIC en el procesamiento de datos para el análisis y diseño de estructuras portantes para las telecomunicaciones. Trabajo de Diploma, in Facultad de Arquitectura. 2007, ISPJAE: Ciudad de la Habana.*
- TIA-EIA/222-F, *Normas estructurales para torres y estructuras de acero para antenas.*1996.
- BS8100-3, *Lattice towers and masts Part 3: Code of practice for strength assessment of members of lattice towers and masts.* 1999.
- <http://www.mymtorres.com/soportadas.HTM>
- *Fundamentos de diseño de conexiones*
http://eventos.iingen.unam.mx/ConexionesAcero/FUNDAMENTOS%20DEL%20DISE%C3%91O%20DE%20CONEXIONES_1.pdf
- *Normas estructurales para torres y estructuras y estructuras de acero para antenas.*
<http://www.inti.gov.ar/cirsoc/pdf/publicom/Norma.pdf>

- EC3:Part3-1, *Eurocode 3: "Design of steel structures – Part 3-1: Towers and masts"*; ENV 1993-3-1:1997, 1995
- *Catálogos de Antenas RYMSA*.
- Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero, Francisco Javier Crisafulli.
- Trabajo de Diploma. Abel Carrasco Lubardo, Efecto de la tensión inicial de los cables en el comportamiento estructural de una torre atirantada. Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría, La Habana.
- Efecto de los cambios de geometría del fuste en el comportamiento estructural de una torre atirantada **Autora:** Alina de la Cruz López, Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría. Facultad de Ingeniería Civil la Habana 2009.
- Tesis, Carlos Alberto Faz Barahona, Diseño de una Torre Triangular Autosoportada Para Antena de Comunicación Celular de 60m de Altura
- Revisión de los Criterios de Diseño de Pernos de Anclaje, Tesis, Nicolás Andrés Chávez Merino.
- Tesis Jonas Antonio Dobias Nuil, Criterios estructurales sobre torres para telefonía celular. Universidad San Carlos de Guatemala.
- Tesina Análisis y Diseño Estructural de un Edificio de Estructura Metálica, Galo Geovani Inga Llanez y Cristian Oswaldo Pesantez Pacheco.